



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Departamento de Engenharia Civil

Análise da importância do faseamento construtivo no comportamento de contenções flexíveis

Edgar da Costa Domingues
(Licenciado em Engenharia Civil)

Dissertação apresentada na Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na especialidade de Estruturas e Geotecnia

Orientador: Professor Doutor Nuno Manuel da Costa Guerra

Júri

Presidente: Professora Doutora Ildi Cismasiu

Vogais: Professor Doutor Pedro Fernando e Mota Guedes de Melo
Professor Doutor Nuno Manuel da Costa Guerra

Lisboa

Maio de 2011

“Copyright” Edgar da Costa Domingues, FCT/UNL E UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

Deseja o autor expressar os seus sinceros agradecimentos a todas as pessoas que de algum modo contribuíram para a realização da presente dissertação, em especial:

- ao Prof. Doutor Nuno Manuel da Costa Guerra, orientador científico desta dissertação, pelo interesse e disponibilidade demonstrada no acompanhamento deste trabalho;
- a todos os colegas, nomeadamente aos Engenheiros Filipe Correia, Pedro Pires, Guilherme Loureiro, João Camões, Miguel Pires, Nuno Pires e Rui Gonçalves, pela amizade, incentivo e boa disposição ao longo da execução deste trabalho.

Para terminar, não pode o autor deixar de expressar a profunda gratidão à sua família. Particularmente a seus pais, Avós, Irmão e, de modo especial à Marta, pelo incentivo e apoio que neles sempre encontrou.

Resumo

O faseamento e o procedimento construtivo têm particular influência no desempenho de escavações suportadas por cortinas de contenção flexíveis ancoradas ou escoradas. No presente trabalho analisa-se numericamente a influência que alguns aspectos do faseamento e do procedimento têm nos deslocamentos, esforços e variação de carga nas ancoragens e escoras de cortinas de contenção e terreno suportado. Dá-se particular destaque à influência do método de escavação, do nível e distribuição do pré-esforço, da altura enterrada da cortina e da sobreescavação em estruturas escoradas no comportamento da escavação.

Palavras-chave

estruturas de contenção;
método de escavação;
nível de pré-esforço;
distribuição de pré-esforço;
altura enterrada;
sobreescavação

Abstract

The procedure and the stages of the construction of flexible retaining walls have significant influence on its performance. The influence of the excavation method, pre-stress level, anchor distribution, length of embeddement of the wall and overexcavation in propped retaining walls is studied within the present work. Particular attention is given to displacements of wall and supported soil, to bending moments on the wall and to the evolution of the anchor and prop forces.

Key-words

retaining walls;
excavation method;
pre-stress level;
pre-stress distribution;
embeddement depth;
over excavation

Simbologia

A	área da secção [L^2]
A_{livre}	área da secção transversal da zona do comprimento livre da ancoragem por unidade de comprimento [L^2L^{-1}]
$A_{selagem}$	área da secção transversal do bolbo de selagem da ancoragem por unidade de comprimento [L^2L^{-1}]
B	dimensão da plataforma de trabalho [L]
b	largura média da berma [L]
b_q	largura do topo da berma [L]
B_s	comprimento da secção de solo removida [L]
B'_s	comprimento entre sucessivas secções não suportadas [L]
c'	coesão efectiva do solo [FL^{-2}]
c_i	coesão da interface [FL^{-2}]
c_u	resistência ao corte não drenado [FL^{-2}]
D	diâmetro da secção da escora [L]
E	módulo de elasticidade [FL^{-2}]
e	espessura da parede moldada [L]
E_{50}	módulo de deformabilidade triaxial, correspondente a 50% da tensão de rotura [FL^{-2}]
E_{50}^{ref}	módulo de deformabilidade secante em estado triaxial, correspondente a 50% da tensão de rotura, para uma tensão de referência (p_{ref}) considerada igual a 100 <i>kPa</i> (parâmetro do modelo <i>Hardenig Soil</i>)[FL^{-2}]
E_{livre}	módulo de elasticidade do comprimento livre da ancoragem [FL^{-2}]
E_{oed}	módulo de deformabilidade edométrico [FL^{-2}]

E_{oed}^{ref}	módulo de deformabilidade edométrico tangente para tensão vertical igual à tensão de referência (p_{ref}) considerada igual a 100 kPa (parâmetro do modelo <i>Hardening Soil</i>) [FL^{-2}]
$E_{selagem}$	módulo de elasticidade do bolbo de selagem da ancoragem [FL^{-2}]
E_{ur}	módulo de deformabilidade triaxial na descarga [FL^{-2}]
E_{ur}^{ref}	módulo de deformabilidade na descarga, em estado triaxial, para tensão vertical igual à tensão de referência (p_{ref}) considerada igual a 100 kPa (parâmetro do modelo <i>Hardening Soil</i>) [FL^{-2}]
$f_{p0,1k}$	valor característico da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1% à tracção do aço das armaduras de pré-esforço [FL^{-2}]
f_{pk}	valor característico da tensão de rotura à tracção do aço das armaduras de pré-esforço [FL^{-2}]
f_y	tensão de cedência do aço [FL^{-2}]
H	altura escavada [L]
h	componente horizontal da inclinação do talude [L]
h_b	altura da berma [L]
H_e	altura enterrada [L]
i	raio de giração [L]
K_0	coeficiente de impulso de terras em repouso
K_a	coeficiente de impulso de terras activo
L	altura da cortina [L]
L_{cr}	comprimento de encurvadura [L]
L_{livre}	comprimento livre da ancoragem [L]
$L_{selagem}$	comprimento de selagem da ancoragem [L]
m	expoente da relação que expressa a dependência da rigidez em relação ao nível de tensão (parâmetro do modelo <i>Hardening Soil</i>)
$N_{b,Rd}$	carga de compressão resistente à encurvadura de cálculo [FL^{-1}]
N_{cr}	carga de compressão crítica em relação à encurvadura [FL^{-1}]
N_c	número de estabilidade da base (crítico)
N_{Ed}	carga de compressão actuante de cálculo [FL^{-1}]

N_E	esforço na escora [FL^{-1}]
N_{Rd}	carga de compressão resistente de cálculo [FL^{-1}]
N_R	esforço axial resistente [FL^{-1}]
P	comprimento da plataforma estabilizante [L]
p'	tensão efectiva [FL^{-2}]
p'^{ref}	tensão de referência para a rigidez, considerada igual a 100 kPa [FL^{-2}]
p'_p	tensão de pré-consolidação [FL^{-2}]
P_{max}	força máxima aplicável à armadura de pré-esforço [FL^{-1}]
q	tensão de desvio [FL^{-2}]
q_a	assíptota da hipérbole no modelo <i>Hardening Soil</i> [FL^{-2}]
q_f	valor máximo da tensão de desvio [FL^{-2}]
R_f	coeficiente de rotura, que relaciona a tensão deviatórica na rotura com a assíptota da hipérbole que traduz a relação tensão-deformação (parâmetro do modelo <i>Hardening Soil</i>)
R_{inter}	factor de redução de redução de resistência da interface
t_e	espessura da secção da escora [L]
v	componente vertical da inclinação do talude [L]
w	distância entre a cortina e o eixo de simetria da escavação [L]
α	coeficiente de imperfeição
χ	factor de redução da encurvadura
δ	deslocamento máximo da cortina [L]
$\delta_{auto-portante}$	deslocamento máximo da cortina auto-portante [L]
δ_{escora}	deslocamento máximo da cortina escorada [L]
ϵ	extensão de cedência do aço
ϵ_1	deformação axial
γ	peso volúmico do solo [FL^{-3}]
γ_{M1}	coeficiente de segurança à encurvadura
$\bar{\lambda}$	esbelteza adimensional

ν	coeficiente de Poisson
ν^{ur}	coeficiente de Poisson em descarga e recarga
ϕ'	ângulo de resistência ao corte efectivo
ϕ_i	ângulo de atrito da interface
ψ	ângulo de dilatação do solo
$\sigma_{p,max}$	tensão na armadura após aplicação do pré-esforço [FL^{-2}]
ς	ângulo do talude

Conteúdo

1	Introdução	1
2	Revisão bibliográfica	3
2.1	Introdução	3
2.2	Escavação geral em talude	3
2.3	Pré-esforço	8
2.3.1	Escoras	8
2.3.2	Ancoragens	8
2.4	Altura enterrada	9
2.5	Plataforma estabilizante	12
2.6	Melhoramento de solos	13
2.6.1	<i>Jet-grouting</i>	14
2.6.2	<i>Deep mixing</i>	16
2.7	Sobreescavação	17
2.8	Conclusões	18
3	Modelação de estruturas de contenção	21
3.1	Introdução	21
3.2	Modelo constitutivo <i>Hardening Soil</i>	21
3.3	Descrição da escavação modelada	25
3.3.1	Escavação ancorada	27
3.3.2	Escavação escorada	31
3.4	Análise da escavação base	34
3.4.1	Análises realizadas	34
3.4.2	Resultados	34
3.4.2.1	Deslocamentos	34

3.4.2.2	Variação de esforços nos apoios da cortina	36
3.4.2.3	Momentos flectores	37
3.4.3	Análise dos resultados	38
3.5	Conclusões	41
4	Influência do método de escavação	43
4.1	Introdução	43
4.2	Influência da realização da escavação em talude	44
4.2.1	Análises realizadas	44
4.2.2	Resultados	45
4.2.3	Análise dos resultados	48
4.3	Influência da geometria da escavação localizada em talude	51
4.3.1	Análises realizadas	51
4.3.2	Resultados	52
4.3.3	Análise dos resultados	55
4.4	Conclusões	56
5	Influência do método de escavação: análises complementares	59
5.1	Introdução	59
5.2	Influência da realização da escavação e pré-esforço em painéis alternados e de uma variante da escavação localizada em talude	59
5.2.1	Análises realizadas	59
5.2.2	Resultados	61
5.2.3	Análise dos resultados	64
5.3	Cálculos para avaliar a influência da minimização do efeito da última fase	66
5.3.1	Introdução	66
5.3.2	Análises realizadas	67
5.3.3	Resultados	67
5.3.4	Análise dos resultados	70
5.4	Conclusões	70

6	Influência da distribuição e nível de pré-esforço e da altura enterrada	73
6.1	Influência do nível de pré-esforço	73
6.1.1	Análises realizadas	73
6.1.2	Resultados	73
6.1.3	Análise dos resultados	73
6.2	Influência da distribuição dos níveis de ancoragens	78
6.2.1	Análises realizadas	78
6.2.2	Resultados	79
6.2.3	Análise dos resultados	84
6.3	Influência da altura enterrada	85
6.3.1	Análises realizadas	85
6.3.2	Resultados	85
6.3.3	Análise dos resultados	89
6.4	Conclusões	90
7	Influência da sobreescavação em cortinas escoradas	93
7.1	Análises realizadas	93
7.2	Resultados	94
7.3	Análise dos resultados	94
7.4	Conclusões	102
8	Conclusões e futuros desenvolvimentos	103
8.1	Conclusões	103
8.2	Futuros desenvolvimentos	104
	Bibliografia	107

Lista de Figuras

2.1	Definição da geometria de uma berma, em condições bidimensionais.	4
2.2	Rotura de fundo de escavação.	5
2.3	Simulação do efeito da berma de solo através de uma altura enterrada equivalente (adaptado de Morsi (2003)).	6
2.4	Ilustração genérica de bermas tridimensionais (adaptado de Gourvenec e Powrie (2000))	7
2.5	Esquema da secção transversal da escavação apresentada por Matos Fernandes et al. (2008).	9
2.6	Deslocamentos da cortina e assentamentos da superfície na última fase de construção (Matos Fernandes, 1983)	10
2.7	Diagramas de pré-esforço utilizados por (Matos Fernandes, 1983)	10
2.8	Deslocamentos da cortina para diferentes alturas enterradas (Matos Fernandes, 1983).	11
2.9	Ilustração genérica de uma cortina de contenção flexível com recurso a uma plataforma estabilizante.	12
2.10	Escavações com recurso a melhoramento de solo na base (adaptado de Yaodong (2004)).	13
2.11	Sequência de construção de colunas de melhoramento de solo (adaptado de Skanska (2008)).	14
2.12	Comparação entre valores típicos da resistência de solo, mistura de solo com calda de cimento e betão (adaptado de Rutherford (2004))	14
2.13	Padrões de localização de colunas de melhoramento de solo (vista em planta).	15
2.14	Esquema do método de melhoramento de solos apresentado por Hsieh et al. (2003).	15
2.15	Modelos utilizados por Kongsomboon et al. (2004).	16
2.16	Resultados da aplicação de melhoramento de solos obtidos por Tan et al. (2003) e Kongsomboon et al. (2004).	16

2.17	Resultados da aplicação de laje de melhoramento com espaçamento (Tan et al., 2003).	17
2.18	Importância da sobreescavação nos deslocamentos da estrutura de contenção (Clough e Davidson (1977) citado por Matos Fernandes (1983))	18
3.1	Modelo elástico perfeitamente plástico	22
3.2	Critério de cedência de Mohr-Coulomb (Brinkgreve et al., 2004)	22
3.3	Superfície de cedência do modelo Mohr-Coulomb, no espaço das tensões principais, com coesão nula (Brinkgreve et al., 2004)	22
3.4	Relação hiperbólica entre tensão e extensão num ensaio triaxial drenado (Schanz, 1999).	23
3.5	Determinação do valor de E_{oed}^{ref} em ensaios edométricos (Brinkgreve et al., 2004).	24
3.6	Diferentes superfícies de cedência com consideração de endurecimento (Brinkgreve et al., 2004)	24
3.7	Superfície de cedência do modelo <i>Hardening Soil</i> segundo o plano $p'-q$ (Brinkgreve et al., 2004).	25
3.8	Superfície de cedência do modelo <i>Hardening Soil</i> , no espaço das tensões principais, com coesão nula (Brinkgreve et al., 2004).	25
3.9	Representação da escavação base modelada.	27
3.10	Malha do modelo de elementos finitos para a estrutura ancorada.	28
3.11	Escavação ancorada base.	29
3.12	Distribuição de ancoragens da escavação base e diagrama de pré-esforço considerado.	29
3.13	Crítérios de localização de ancoragens, Matos Fernandes (1983) e FHWA (1999).	30
3.14	Malha do modelo de elementos finitos para a estrutura escorada.	31
3.15	Escavação escorada base.	31
3.16	Diagramas de impulso de terras para os solos considerados.	33
3.17	Fases da escavação base ancorada.	35
3.18	Fases da escavação base escorada.	35
3.19	Deslocamentos horizontais da parede e deslocamentos verticais do maciço suportado: escavação base ancorada.	36
3.20	Deslocamentos horizontais da parede e deslocamentos verticais do maciço suportado: escavação base escorada.	37
3.21	Variação de carga nas ancoragens para escavação base (o valor positivo indica aumento de carga nas ancoragens).	38

3.22	Variação de carga nas escoras para escavação base (o valor negativo indica compressão nas escoras).	39
3.23	Momentos flectores na cortina ancorada: escavação base.	40
3.24	Momentos flectores na cortina escorada: escavação base.	41
4.1	Métodos de escavação analisados.	43
4.2	Faseamento da escavação M1.	44
4.3	Faseamento da escavação M2.	45
4.4	Faseamento da escavação M3.	45
4.5	Deslocamentos horizontais da parede e deslocamentos verticais do maciço suportado para o solo <i>A1</i> : influência do método de escavação.	46
4.6	Deslocamentos horizontais da parede e deslocamentos verticais do maciço suportado para o solo <i>A2</i> : influência do método de escavação.	47
4.7	Variação de carga nas ancoragens: influência do método de escavação.	49
4.8	Momentos flectores na cortina ancorada: influência do método de escavação.	50
4.9	Representação dos parâmetros relativos à geometria da escavação localizada em talude.	51
4.12	Variação de carga nas ancoragens para a análise da influência do parâmetro <i>B</i> no solo <i>A2</i>	52
4.10	Deslocamentos horizontais da parede e deslocamentos verticais do maciço suportado para o solo <i>A2</i> : influência da largura da plataforma de trabalho.	53
4.11	Deslocamentos horizontais da parede e deslocamentos verticais do maciço suportado para o solo <i>A2</i> : influência do ângulo do talude.	54
4.13	Variação de carga nas ancoragens para a análise da influência do parâmetro ς no solo <i>A2</i>	55
4.14	Momentos flectores na cortina para o solo <i>A2</i> : influência da largura da plataforma de trabalho.	55
4.15	Momentos flectores na cortina ancorada para o solo <i>A2</i> : influência do ângulo do talude.	56
5.1	Faseamento da escavação M4.	60
5.2	Método de escavação M5	61
5.3	Fases usadas para comparação de resultados dos métodos M1, M4 e M5. As fases correspondentes ao método M4 encontram-se indicadas entre parêntesis.	61
5.4	Deslocamentos horizontais da parede e deslocamentos verticais do maciço suportado para o solo <i>A1</i> : influência dos métodos M4 e M5.	62

5.5	Deslocamentos horizontais da parede e deslocamentos verticais do maciço suportado para o solo <i>A2</i> : influência dos métodos M4 e M5.	63
5.6	Variação de carga nas ancoragens para a análise da influência dos métodos M4 e M5 (as fases correspondentes a valores não inteiros correspondem a fases intermédias - ver Tabelas 5.1 e 5.2).	65
5.7	Momentos flectores na cortina ancorada: influência dos métodos M4 e M5. . .	66
5.8	Distribuições consideradas para os cálculos variantes.	67
5.9	Deslocamentos relativos às análises variantes C1, C2 e C3.	68
5.10	Deslocamentos relativos às análises variantes C4, C5 e C6.	69
6.1	Deslocamentos horizontais da parede e deslocamentos verticais do maciço suportado para o solo <i>A1</i> : influência do nível de pré-esforço.	74
6.2	Deslocamentos horizontais da parede e deslocamentos verticais do maciço suportado para o solo <i>A2</i> : influência do nível de pré-esforço.	75
6.3	Variação de carga nas ancoragens para a análise da influência do nível de pré-esforço.	76
6.4	Momentos flectores na cortina ancorada: influência do nível de pré-esforço. . .	78
6.5	Distribuições da posição dos níveis de ancoragens estudadas.	79
6.6	Pré-esforço admitido em cada nível de ancoragens, para as diferentes distribuições.	80
6.7	Deslocamentos horizontais da parede e deslocamentos verticais do maciço suportado para o solo <i>A1</i> : influência da distribuição dos níveis de ancoragens. .	81
6.8	Deslocamentos horizontais da parede e deslocamentos verticais do maciço suportado para o solo <i>A2</i> : influência da distribuição dos níveis de ancoragens. .	82
6.9	Variação de carga nas ancoragens: influência da distribuição dos níveis de ancoragens.	83
6.10	Momentos flectores na cortina ancorada: influência da distribuição dos níveis de ancoragens.	84
6.11	Deslocamentos horizontais da parede e deslocamentos verticais do maciço suportado para o solo <i>A1</i> : influência da altura enterrada.	86
6.12	Deslocamentos horizontais da parede e deslocamentos verticais do maciço suportado para o solo <i>A2</i> : influência da altura enterrada.	87
6.13	Variação de carga nas ancoragens: influência da altura enterrada.	88
6.14	Momentos flectores na cortina ancorada: influência da altura enterrada. . . .	90
7.1	Sobreescavação em cortina escorada.	93
7.2	Deslocamentos horizontais da parede e deslocamentos verticais do maciço suportado para o solo <i>A1</i> : influência da altura de sobreescavação.	95

7.3	Deslocamentos horizontais da parede e deslocamentos verticais do maciço suportado para o solo <i>A2</i> : influência da altura de sobreescavação.	96
7.4	Deslocamentos horizontais da parede e deslocamentos verticais do maciço suportado para o solo <i>A1</i> : influência de diferentes combinações de sobreescavação.	97
7.5	Deslocamentos horizontais da parede e deslocamentos verticais do maciço suportado para o solo <i>A2</i> : influência de diferentes combinações de sobreescavação.	98
7.6	Variação de carga nas escoras: influência da altura de sobreescavação.	99
7.7	Variação de carga nas ancoragens para a análise da influência de diferentes combinações de sobreescavação.	100
7.8	Momentos flectores aplicados à cortina ancorada: influência da altura de sobreescavação.	101
7.9	Momentos flectores na cortina ancorada: influência de diferentes combinações de sobreescavação.	102

Lista de Tabelas

3.1	Parâmetros usados pelo modelo <i>Hardening Soil</i>	26
3.2	Características dos solos considerados (Santos Josefino, 2008).	28
3.3	Características adoptadas para as ancoragens	30
3.4	Carga de pré-esforço em cada nível de ancoragens, nos solos considerados, para a distribuição de ancoragens da escavação base.	31
3.5	Relação espessura - diâmetro, Eurocódigo 3 (EN 1993-1.1, 2003)	32
3.6	Definição das características das escoras	33
3.7	Faseamento construtivo adoptado para a escavação ancorada de base.	34
3.8	Faseamento construtivo adoptado para a escavação escorada de base.	34
3.9	Resumo dos deslocamentos máximos verificados para a escavação ancorada.	35
3.10	Resumo dos deslocamentos máximos verificados para a escavação escorada.	38
4.1	Faseamento construtivo adoptado para as escavações do Tipo <i>M1</i> , <i>M2</i> e <i>M3</i>	44
4.2	Resumo dos deslocamentos máximos verificados no sistema de contenção para influência do método de escavação no solo <i>A1</i>	48
4.3	Resumo dos deslocamentos máximos verificados no sistema de contenção para influência do método de escavação no solo <i>A2</i>	48
5.1	Faseamento construtivo adoptado para as escavações do Tipo <i>M4</i>	60
5.2	Faseamento construtivo adoptado para as escavações do Tipo <i>M5</i>	64
5.4	Síntese dos cálculos efectuados no estudo paramétrico.	67
6.1	Resumo dos deslocamentos máximos verificados no sistema de contenção para os vários níveis de pré-esforço no solo <i>A1</i> : influência do nível de pré-esforço.	77
6.2	Resumo dos deslocamentos máximos verificados no sistema de contenção para os vários níveis de pré-esforço no solo <i>A2</i> : influência do nível de pré-esforço.	77
6.3	Resumo dos deslocamentos máximos verificados no sistema de contenção para as várias distribuições de pré-esforço no solo <i>A1</i>	79

6.4	Resumo dos deslocamentos máximos verificados no sistema de contenção para as várias distribuições de pré-esforço no solo <i>A2</i>	83
6.5	Altura enterrada	85
6.6	Resumo dos deslocamentos máximos verificados no sistema de contenção para as várias distribuições de pré-esforço no solo <i>A2</i> : influência da altura enterrada.	89
6.7	Resumo dos deslocamentos máximos verificados no sistema de contenção para as várias distribuições de pré-esforço no solo <i>A1</i> : influência da altura enterrada.	89
7.1	Análises efectuadas para o estudo da influência de diferentes combinações de sobreescavação.	94

Capítulo 1

Introdução

A concentração de edificações nos centros urbanos fez surgir a necessidade de otimizar o pouco espaço disponível. Essa necessidade é colmatada com a execução de escavações profundas para a instalação de caves, nomeadamente para estacionamento automóvel. Estas escavações são frequentemente realizadas com recurso a estruturas de contenção flexíveis. Estas estruturas podem ser cortinas tipo Berlim, cortinas de estacas-pranchas metálicas, paredes de estacas e paredes moldadas no terreno. A sua estabilidade é, normalmente, garantida através de escoras ou ancoragens.

No projecto deste tipo de estruturas tem papel fundamental a definição do faseamento construtivo. Com efeito, tal como na maior parte das estruturas de engenharia civil mas com especial destaque para as estruturas geotécnicas, o faseamento construtivo é um elemento fundamental para o adequado comportamento das estruturas.

A ideia inicial do trabalho foi, assim, o estudo da influência que desvios ao faseamento construtivo teriam no comportamento das estruturas de contenção flexíveis. O trabalho de pesquisa bibliográfica, cujos resultados se apresentam no Capítulo 2, mostrou a conveniência de, para além desses desvios ao faseamento, abordar igualmente outros aspectos que, não podendo, numa perspectiva estrita, inserir-se no faseamento, correspondem, no entanto, a variações do procedimento construtivo ou mesmo da própria solução construtiva.

Os assuntos a estudar foram resultado do trabalho de pesquisa bibliográfica, sendo, portanto, justificados nas conclusões do Capítulo 2. Refere-se, no entanto, que incluem o método de escavação (Capítulos 4 e 5), a distribuição das ancoragens na cortina de contenção e a sobreescavação em cortinas escoradas (Capítulo 6).

Verificou-se, igualmente, que no que respeita ao método de escavação, os resultados que foram sendo obtidos justificaram um aprofundamento desta questão que acabou por ser analisada sob pontos de vista que inicialmente não tinham sido previstos e que resultaram nos dois capítulos referidos.

O trabalho descrito foi antecedido do Capítulo 3, no qual, o modelo numérico utilizado e os casos base para as restantes análises são apresentados.

Capítulo 2

Revisão bibliográfica

2.1 Introdução

O processo construtivo e a sua influência no comportamento de contenções suportadas por cortinas flexíveis é assunto abordado por outros autores. No presente capítulo aborda-se os seguintes aspectos desses estudos: escavação geral em talude, pré-esforço, altura enterrada, plataforma estabilizante, melhoramento de solos e sobreescavação.

2.2 Escavação geral em talude

A utilização deste método de escavação, que se distingue pela não remoção de volumes de solo, constituindo bermas, junto da estrutura de contenção flexível, é um modo usual de aumentar a estabilidade e diminuir os deslocamentos da cortina.

As análises numéricas a duas dimensões são as mais comuns nos trabalhos encontrados na literatura. Na Figura 2.1 representa-se uma escavação geral em talude (deixando berma junto à parede) com indicação das principais variáveis que descrevem a sua geometria,

b	largura média da berma;
b_q	largura do topo da berma;
$v : h$	componentes vertical e horizontal da inclinação do talude;
h_b	altura da berma;
w	distância entre a cortina e o eixo de simetria da escavação;
H	altura escavada;
H_e	altura enterrada;
L	altura da cortina.

O efeito positivo da utilização de bermas de solo como sistema de redução de deslocamentos é consensual. O volume, o peso e a forma da berma, em que se destacam a inclinação e largura superior, são os parâmetros mais estudados.

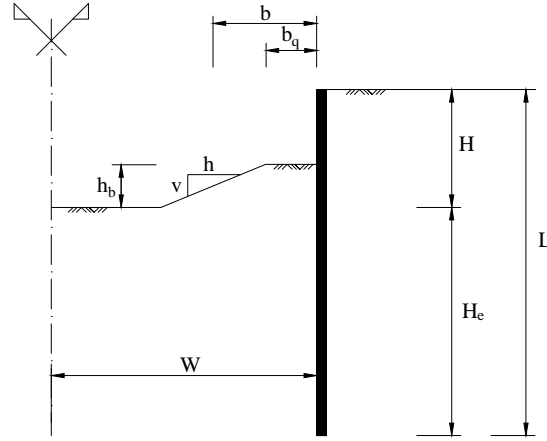


Figura 2.1: Definição da geometria de uma berma, em condições bidimensionais.

Clough e Denby (1977) iniciaram as análises à utilização de bermas afim de quantificar os seus efeitos em escavações escoradas, recorrendo para tal ao método dos elementos finitos. Tomaram um solo com características de uma argila normalmente consolidada respondendo em condições não drenadas, com resistência ao corte não drenado e rigidez crescente com a distância à superfície. Estabeleceram relações entre assentamentos no tardo da cortina, dimensões da berma e o número de estabilidade da base (crítico) que pode ser calculado através da expressão

$$N_c = \frac{\gamma H}{c_u} \quad (2.1)$$

fundamentada na análise da estabilidade do fundo cujo esquema se apresenta na Figura 2.2.

Concluíram deste trabalho que o aumento das dimensões das bermas reduz os movimentos da estrutura e os assentamentos do terreno adjacente. No entanto, o efeito da berma não depende apenas da sua dimensão, é também função da rigidez da parede, distância à superfície da escavação, condições de apoio da parede e resistência ao corte do solo. As análises realizadas mostram que para valores de $N_c < 3$, o aumento das dimensões da berma provocam uma redução mínima nos deslocamentos, enquanto que para valores de $N_c > 4,5$ pode existir uma redução significativa nos mesmos.

Um estudo em elementos finitos, realizado por Potts et al. (1993), com o objectivo de investigar a eficiência do uso de bermas como sistema de suporte temporário, analisou a importância da geometria, variando a altura, h_b , a largura, b_q e o volume da berma. Foram realizados dois conjuntos de análises com o volume da berma como variável. Dado que se trata de uma análise 2D o volume é dado pela área da secção da berma. Numa primeira série

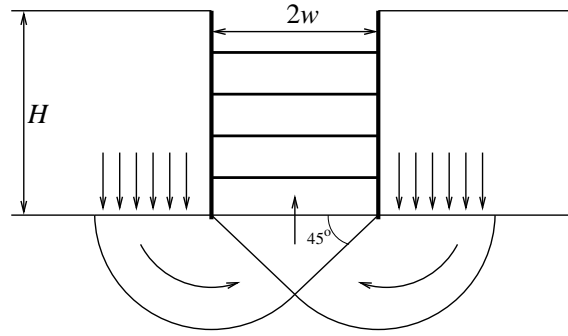


Figura 2.2: Rotura de fundo de escavação.

de análises realizadas, com volume constante de $22,5 \text{ m}^3/\text{m}$, alteraram apenas a geometria da berma e foi também realizada uma análise em que simularam o efeito da berma a partir de uma sobrecarga equivalente. Na segunda série, o volume foi alterado e os seus resultados comparados com casos extremos: colocação de escora no topo da cortina e cortina auto-portante (sem qualquer sistema de suporte).

Concluíram que, para bermas com altura entre os 2,5 e 5 m os deslocamentos são condicionados pelo volume da berma e não pela sua geometria. Bermas com menos de 4,5 m de altura, mas igual volume, provocam deslocamentos e esforços diferentes na estrutura, ou seja, os deslocamentos aumentam, fazendo da berma um sistema menos eficiente. Os resultados obtidos indicam que pode existir uma dimensão óptima para a berma de solo devido à sua eficiência na redução dos momentos flectores na cortina.

Foi também verificado que quanto maior o volume da berma, menor os deslocamentos induzidos pela escavação. No entanto, para a berma com maiores dimensões, cerca de 30% da área total de escavação, a sua eficiência, calculada a partir da equação

$$Eficiência = \frac{\delta_{auto-portante} - \delta}{\delta_{auto-portante} - \delta_{escora}} \times 100 \quad (2.2)$$

foi de 61,5%. Na expressão anterior $\delta_{auto-portante}$, δ_{escora} e δ significam deslocamento máximo verificado pela cortina auto-portante, pela cortina escorada e pelo caso em estudo, respectivamente.

A simulação da berma recorrendo a uma sobrecarga, não representou os efeitos da berma de uma forma precisa.

Morsi (2003) realizou uma série de análises com o propósito de verificar o efeito de vários factores no comportamento de uma cortina de estacas com recurso a bermas. A rigidez de flexão da cortina (EI), comprimento de cortina enterrada (H_e) e dimensões da berma, ou seja, altura, largura do topo e inclinação (b_q , h_b e $v : h$), são os factores estudados. O primeiro conjunto de análises, de quatro realizadas, mantém a largura do topo da berma igual a zero, fazendo variar os outros parâmetros, utilizando o mesmo tipo de solo. O segundo conjunto

altera os parâmetros relativos à geometria da berma e tipo de solo mantendo a rigidez de flexão da cortina. As restantes análises realizadas simularam os efeitos da berma a partir da utilização de uma berma de solo equivalente, com uma determinada altura (h_{eq}), ao longo da base da escavação (Figura 2.3). Esta simulação, não é mais que a redução da altura de escavação (H), ou seja, um aumento da altura enterrada (H_e). A outra simulação realizada é idêntica à realizada pelo autor anterior, substituindo a berma por uma sobrecarga equivalente.

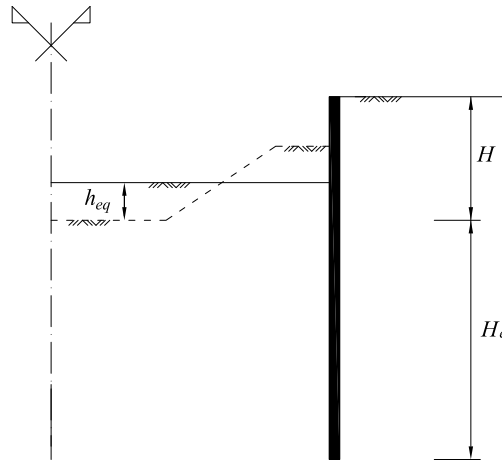


Figura 2.3: Simulação do efeito da berma de solo através de uma altura enterrada equivalente (adaptado de Morsi (2003)).

Concluíram que o parâmetro que mais influencia o efeito da berma é a sua altura, provocando uma redução nos deslocamentos de 50% quando a relação entre a altura da escavação e da berma é de 0,60. A inclinação da berma tem pouca influência nos resultados, especialmente quando tem uma inclinação inferior a 1 : 4 ($v : h$).

A simulação da utilização da berma por colocação de uma sobrecarga revelou que, tal como o trabalho de Potts et al. (1993), a utilização de uma sobrecarga equivalente não representa uma boa aproximação.

Relativamente ao método que consiste no aumento da altura enterrada, foi verificado que os momentos flectores são sobreestimados.

Numa tentativa de criar um método para a obtenção dos efeitos da berma na estabilização da estrutura, Georgiadis e Anagnostopoulos (1998) apresentaram análises em elementos finitos e em modelo de testes reduzido.

Os resultados obtidos deste estudo mostram que, para uma berma com 0,5 m de altura, o aumento da largura da berma (b) provoca uma redução nos deslocamentos da estrutura proporcional. Bermas com b superior a 2 m apresentam um comportamento idêntico a uma cortina autoportante com um aumento de altura enterrada de h_b , neste caso 0,50 m. Os momentos flectores obtêm resultados idênticos aos obtidos para os deslocamentos, em que o aumento da largura da berma para mais de 2,5 m não apresentam reduções significativas.

Num modelo de uma cortina de contenção em solo argiloso, realizado em centrífugadora por Powrie e Daly (2002), com o objectivo de verificar a importância de alguns parâmetros na

resposta da estrutura de contenção, tais como o nível freático, a geometria da berma, através da sua largura (b_q) e altura (h_b), mantendo a inclinação igual a 45° , e o comprimento de cortina enterrada (H_e).

As análises realizadas permitiram concluir, assim como os autores anteriores, que as bermas são um método eficaz na redução de deslocamentos da estrutura. As dimensões da berma são importantes, tendo-se verificado que para uma parede, com um comprimento enterrado substancial, não colapsar, o aumento das dimensões da berma é mais eficiente que o aumento da altura enterrada e uma berma de dimensões menores.

Powrie et al. (1992) analisaram por elementos finitos a eficiência de uma berma de solo no suporte temporário de uma cortina flexível tendo como base um caso real. Compararam os resultados reais verificados com os obtidos por elementos finitos e cálculos aproximados. Estes cálculos aproximados simulam o efeito da berma através de uma sobrecarga. Consideraram berma com uma dimensão substancial, com uma dada geometria e sobrecargas devidas às fundações de uma ponte que encontram assentes no tardez da cortina.

Verificaram que o uso desta técnica reduziu satisfatoriamente os deslocamentos da estrutura para apenas alguns milímetros. Os deslocamentos medidos foram previstos pelo cálculo em elementos finitos de modo bastante aproximado, enquanto os cálculos aproximados sobrevalorizaram os deslocamentos, em parte devido à utilização de dados pouco precisos na modelação do solo resultantes de uma prospecção geotécnica insuficiente e uma representação conservativa do efeito da berma.

As análises em duas dimensões admitem um estado plano de deformação, o que implica que as escavações tenham uma das dimensões bastante superior à outra. A aplicação de pré-esforço e a rigidez dos elementos é sempre dividida por secções verticais de 1 m . As análises a três dimensões (ver Figura 2.4, têm em conta equilíbrios tridimensionais importantes que se verificam em escavações usuais e não são consideradas nas análises planas. Estes efeitos tridimensionais podem ser considerados efectuando análises por elementos finitos ou modelações.

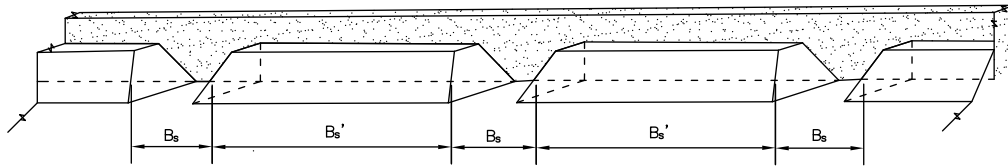


Figura 2.4: Ilustração genérica de bermas tridimensionais (adaptado de Gourvenec e Powrie (2000))

A remoção de secções de bermas de solo no comprimento da escavação foi estudada a partir de análises tridimensionais de elementos finitos por Gourvenec e Powrie (2000), com o objectivo de verificar o efeito que provocam na cortina. Utilizando uma berma com uma dada geometria e condições de solo, verificaram-se as relações entre: deslocamentos na cortina, comprimento da secção removida (B_s), espaçamento entre sucessivas secções não suportadas (B'_s) e tempo passado após escavação. Concluiu-se deste trabalho que os deslocamentos são

proporcionais ao comprimento B , sendo que o caso em que se verifica menores deslocamentos é quando a berma está intacta ($B_s = 0$). Quando o espaçamento entre secções não suportadas é reduzido abaixo de um determinado espaçamento crítico, os deslocamentos passam a depender do comprimento e distância entre as secções não suportadas.

2.3 Pré-esforço

2.3.1 Escoras

Os documentos que enfatizam a importância do nível de pré-esforço em escoras, na limitação de deslocamentos em estruturas de contenção de terra verificam que o pré-esforço é um factor importante quando o objectivo é a redução de deslocamentos. Entende-se por nível de pré-esforço a resultante das componentes horizontais das forças aplicadas nas escoras ou ancoragens.

Bose e Som (1998) recorreram a uma análise por elementos finitos, em que foram consideradas as várias fases de construção de uma estrutura de contenção, com utilização de quatro níveis de escoras, num solo argiloso. As análises realizadas utilizaram um pré-esforço, por nível de escoras, a variar entre os 0 e 140 kN/m .

Os resultados obtidos permitiram concluir que o aumento do pré-esforço reduz, de modo significativo, os deslocamentos da estrutura provocados pela escavação. Com um pré-esforço de 140 kN/m por nível de escoras reduziu-se os deslocamentos no topo da cortina cerca de 3 cm . Por outro lado, a partir da altura enterrada (H_e) a estrutura de contenção não apresenta alterações significativas com o aumento do pré-esforço.

Resultados idênticos foram verificados por Matos Fernandes et al. (2008) que, para uma escavação com características similares, apresentada na Figura 2.5, apresentaram resultados idênticos. Concluíram que a aplicação de um nível de pré-esforço elevado resulta numa redução considerável dos deslocamentos na zona escavada. Por outro lado, a sua eficiência no controlo de deslocamentos abaixo do nível de escavação não é clara.

2.3.2 Ancoragens

Matos Fernandes (1983) realizou um conjunto de análises em que se estuda a importância do nível de pré-esforço nos deslocamentos de uma cortina ancorada com três apoios. Tendo como base, para o estabelecimento do pré-esforço, os diagramas trapezoidais de pressões aparentes. A base dos diagramas trapezoidais tem os seguintes valores: 0,2, 0,4 e $0,6\gamma H$, que correspondem aos cálculos 3, 1 e 4, respectivamente (ver Figura 2.6). Para além disso apresentou resultados de uma situação sem utilização de pré-esforço (auto-portante) como cálculo 2. Os resultados obtidos apontam para uma melhoria significativa da estrutura, relativamente aos deslocamentos, com o aumento do pré-esforço.

Foi analisada também a distribuição do pré-esforço pelas ancoragens, substituindo os diagramas trapezoidais por triangulares, como ilustra na Figura 2.7, com a mesma resultante.

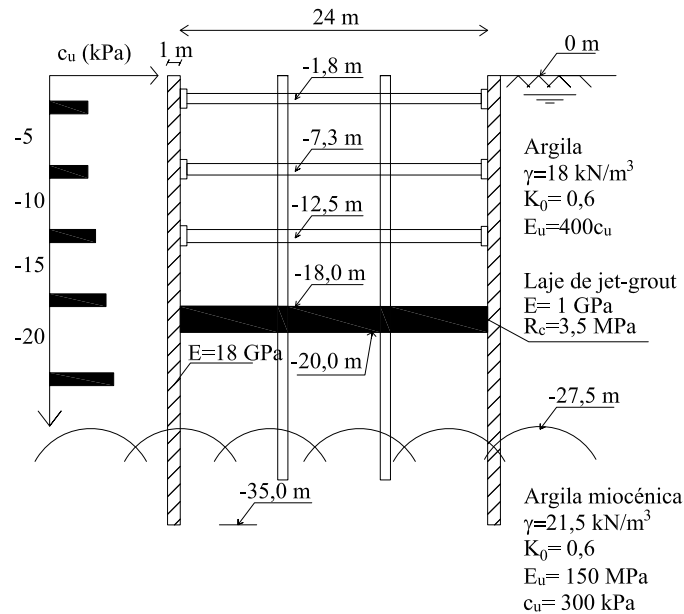


Figura 2.5: Esquema da secção transversal da escavação apresentada por Matos Fernandes et al. (2008).

Verificou-se que os pré-esforços calculados com base em diagramas trapezoidais são mais eficazes na redução dos deslocamentos da estrutura.

2.4 Altura enterrada

Os estudos encontrados na bibliografia, que analisam a altura enterrada têm como objectivo mostrar o efeito que este parâmetro tem na segurança em relação à rotura de fundo, tendo, assim, por base o uso de solos argilosos de consistência média.

Uma série de quatro cálculos, para uma escavação com 10 m de altura suportada por uma cortina ancorada é apresentada por Matos Fernandes (1983). Nestes cálculos a altura enterrada tomou os seguintes valores: a) 0, b) 3,2, c) 7,8 e d) 14 m. O objectivo foi verificar a importância desta altura em termos de deslocamentos da cortina.

Foi verificado que, com uma altura enterrada reduzida (0 e 3,2 m), nas fases de construção mais avançadas, o deslocamento vertical da cortina é elevado (ver Figura 2.8). Foi também verificado que, o último nível de pré-esforço apresenta dificuldades em diminuir os deslocamentos horizontais, acentuando assim os verticais.

O caso com 7,8 m de altura enterrada obteve deslocamentos idênticos aos registados para a solução em que se levou a cortina até ao substrato rígido (14 m), indicando então que a partir de um certo ponto a sua influência já não é significativa.

O estudo sugere ainda que a altura enterrada deverá ser estabelecida de modo a mobilizar um valor de resistência lateral na ordem de 75 a 100% da carga vertical.

Resultados de três escavações suportadas por paredes moldadas de grande espessura, apresentados por Fortunato (1994), demonstram que as cortinas, mesmo em situações difíceis,

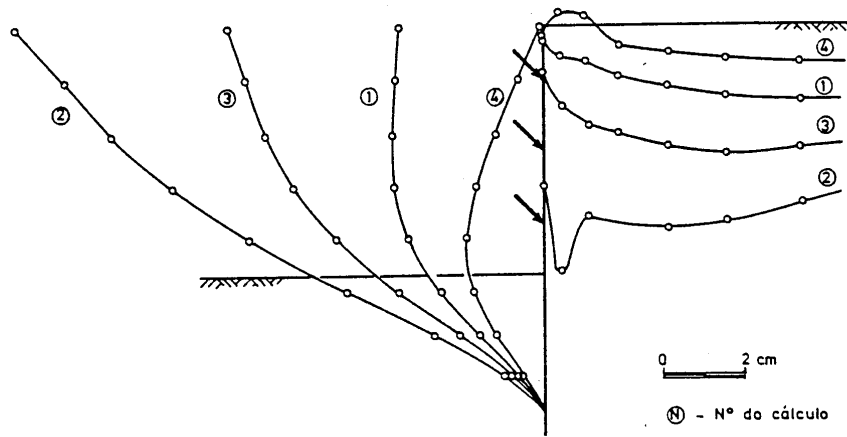


Figura 2.6: Deslocamentos da cortina e assentamentos da superfície na última fase de construção (Matos Fernandes, 1983)

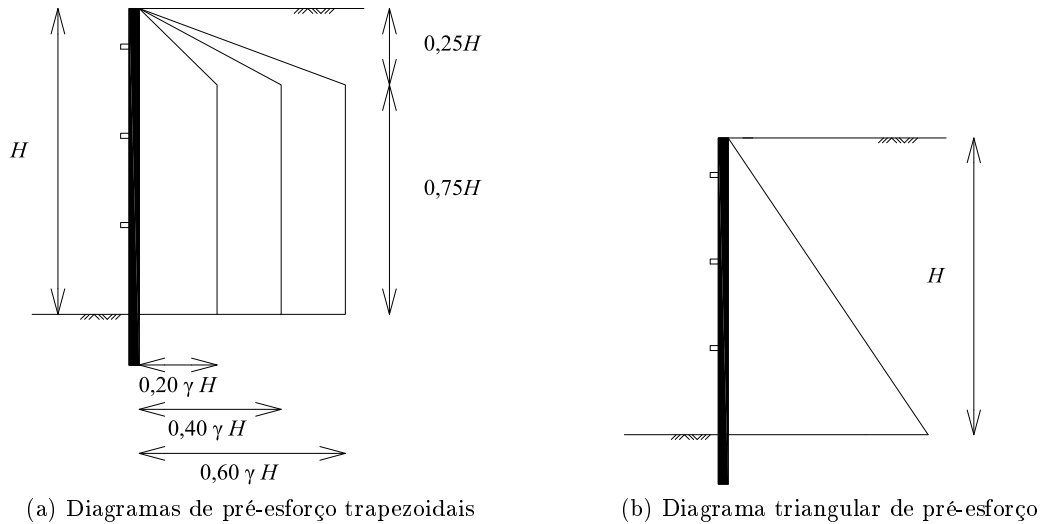


Figura 2.7: Diagramas de pré-esforço utilizados por (Matos Fernandes, 1983)

apresentam grande capacidade de reduzir os deslocamentos induzidos pela escavação. Estes resultados foram alcançados a partir do prolongamento da cortina abaixo da base da escavação, fazendo desde processo um método eficaz para controlar os deslocamentos.

Costa (2005) apresenta um estudo com o intuito de avaliar a resposta do sistema maciço-estrutura face à altura enterrada da parede em solo argiloso. Para uma altura de escavação de $10,8\text{ m}$, com 3 níveis de escoras, definiram-se três valores para a altura enterrada, $14,5\text{ m}$, $7,5\text{ m}$ e $3,5\text{ m}$.

Relativamente aos deslocamentos horizontais, foi concluído que acima da base da escavação os deslocamentos são idênticos independentemente da altura enterrada da parede. Situação contrária foi verificada abaixo do último nível de escoramento, em que os deslocamentos são tanto maiores quanto menor é a altura enterrada da cortina.

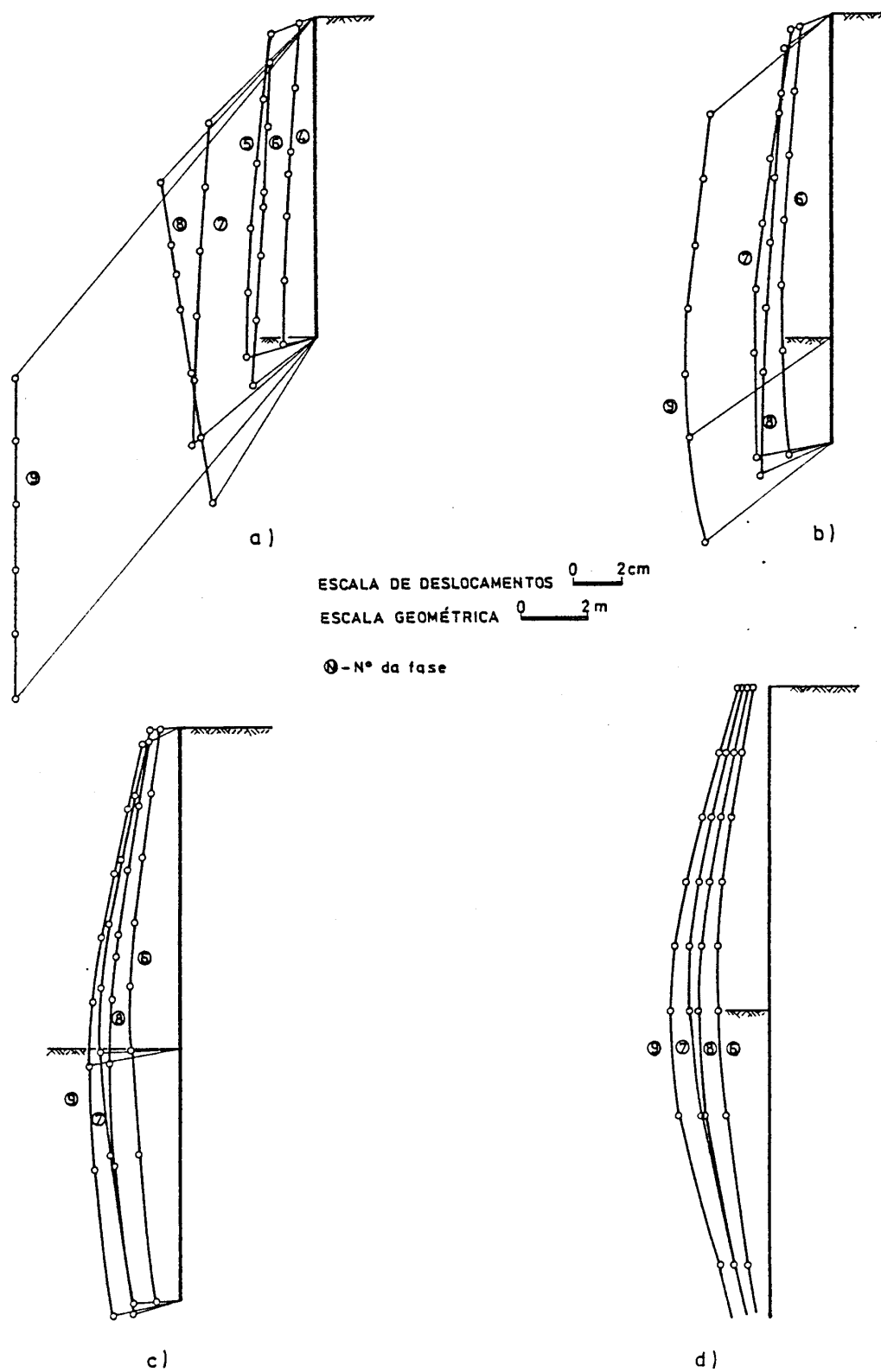


Figura 2.8: Deslocamentos da cortina para diferentes alturas enterradas (Matos Fernandes, 1983).

2.5 Plataforma estabilizante

A implementação de um elemento de estabilização, chamado plataforma estabilizante (Figura 2.9), é útil quando o recurso a escoras, ligadas ao lado oposto da escavação, não é possível. Esta plataforma é executada após a realização da cortina de contenção, a partir de uma escavação localizada e escoramento do topo da cortina ao solo. Após a sua execução é feita a restante escavação e aterro até à cota desejada.

Powrie e Chandler (1998) realizaram um estudo em elementos finitos com base numa escavação suportada por uma cortina de estacas, em que é analisada a influência da plataforma estabilizante no desempenho da cortina. O comprimento da plataforma (P) e a utilização de escoramento temporário ao solo foram os parâmetros estudados, tendo-se concluído que a inclusão da plataforma reduz não só os deslocamentos mas também os esforços, a longo prazo, da cortina.

A plataforma mostrou ser mais eficiente que o aumento da altura enterrada da cortina (H_e) mantendo a sua rigidez de flexão igual. O aumento do comprimento da plataforma mostrou ser proporcional à redução de deslocamentos, sendo que o comprimento óptimo sugerido, tendo em conta a relação entre custo e deslocamentos, é cerca de 50% da altura enterrada.

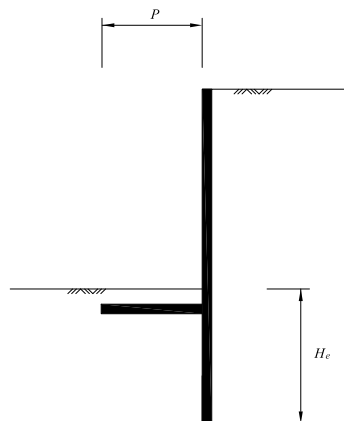


Figura 2.9: Ilustração genérica de uma cortina de contenção flexível com recurso a uma plataforma estabilizante.

O uso de escoras temporárias, na zona superior da cortina, antes da execução da plataforma aumenta os esforços na cortina e a redução dos deslocamentos não é significativa, visto que, se não for usada os deslocamentos apenas aumentam um pouco e os esforços na estrutura são reduzidos em cerca de 30%.

O uso destas plataformas foi modelado em centrífugadora por Powrie e Daly (2007), estudando o seu uso com duas diferentes alturas enterradas (4 e 8 m) em dois tipos de solo diferentes (argilas e areias).

Nos testes em argilas, em condições não drenadas, a estrutura, com 8 metros de escavação, 4 metros de plataforma e 4 metros de altura enterrada foi suficiente para prevenir o colapso, mas não a longo prazo, onde a estrutura com 8 metros de altura enterrada teve perto do

colapso.

Nas areias, devido à sua rigidez e permeabilidade, a estrutura apresentou deslocamentos muito inferiores.

Em suma, o uso da plataforma provoca um momento flector contrário ao provocado pela escavação, reduzindo assim os esforços na estrutura.

2.6 Melhoramento de solos

Existem no mercado várias formas de melhoramento de terrenos, para diferentes necessidades de melhoramento de solo. Os sistemas mais utilizados em conjunto com estruturas de contenção flexíveis, ilustrados na Figura 2.10, são o *jet-grouting* e *deep mixing*, de onde se destacam o *deep soil mixing* (DSM) e o *deep cement mixing* (DCM). A utilização de melhoramento de solos é especialmente utilizada em solos com pequena rigidez (solos moles).

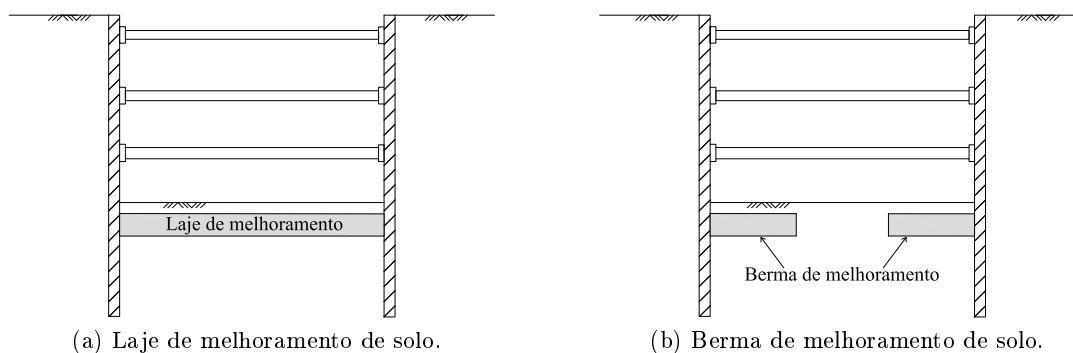


Figura 2.10: Escavações com recurso a melhoramento de solo na base (adaptado de Yaodong (2004)).

A técnica de *jet-grouting* divide-se em três métodos que se baseiam no mesmo processo físico, eles são: sistema de jacto simples, duplo e triplo. O sistema de jacto simples apenas injecta calda de cimento, enquanto o duplo, para além da calda, injecta ar comprimido. O sistema de jacto triplo para além dos elementos referidos no sistema duplo acrescenta água.

Os sistemas de *deep mixing* consistem na formação de uma mistura do solo local e um ligante, que pode ser: calda de cimento, lama bentonítica ou pasta de cal. A sequência de construção de colunas de melhoramento é apresentada na Figura 2.11. Nas fases 1 e 2 procede-se à furação no solo até à profundidade a que se pretende efectuar o melhoramento. Nas fases 3, 4 e 5 com recurso a um equipamento que possui na ponta da vara umas “pás” que, após ter sido feita a sua cravação, permite a injeção de calda de cimento a baixa pressão pelo interior da vara. A criação das colunas de melhoramento propriamente ditas inicia-se com a ascensão com rotação e injeção simultânea do ligante, que é misturado com o solo envolvente, formando-se colunas até à superfície.

Os valores típicos da resistência do solo, da mistura de calda de cimento com solo e betão apresentam-se na Figura 2.12.

Os objectivos da utilização de melhoramento de solos em escavações são:

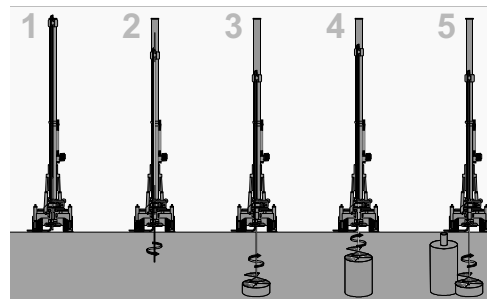


Figura 2.11: Sequência de construção de colunas de melhoria de solo (adaptado de Skanska (2008)).

- Aumento da estabilidade global da escavação.
- Redução dos deslocamentos e assentamentos do solo.
- Redução dos esforços na estrutura de contenção e nos elementos de apoio.

A aplicação das várias técnicas de melhoria de solos poderá ser feita de diversas modos, como ilustra a Figura 2.13. O padrão é escolhido conforme o fim a que se destina, sendo que, cada padrão tem as suas capacidades mecânicas e as características particulares do método de melhoria usado (FHWA, 2000).

2.6.1 *Jet-grouting*

Os documentos em que se estuda a influência de melhoria de solos na base da escavação, com utilização de *jet-grouting*, são unânimes quanto à sua eficiência na limitação de deslocamentos em cortinas de contenção flexíveis.

Wong e Poh (2000) apresenta resultados de uma escavação com recurso a uma laje de fundo em *jet-grouting* na sua base. A espessura da laje varia entre os 3 e os 9 m.

Os resultados da aplicação do *jet-grouting* foram dados por instrumentação colocada no local e indicam que a aplicação de *jet-grouting* provocou deslocamentos na estrutura de contenção entre os 9,7 e 36,4 mm. Provocou também um aumento dos momentos flectores na estrutura.

Por outro lado, Hsiung et al. (2001) verificaram que, comparando resultados de escavações profundas instrumentadas, os deslocamentos podem ser reduzidos num factor de dois, com a inclusão de uma laje de *jet-grouting* na base da escavação.

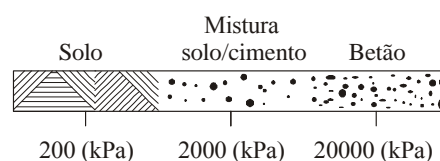


Figura 2.12: Comparação entre valores típicos da resistência de solo, mistura de solo com calda de cimento e betão (adaptado de Rutherford (2004))

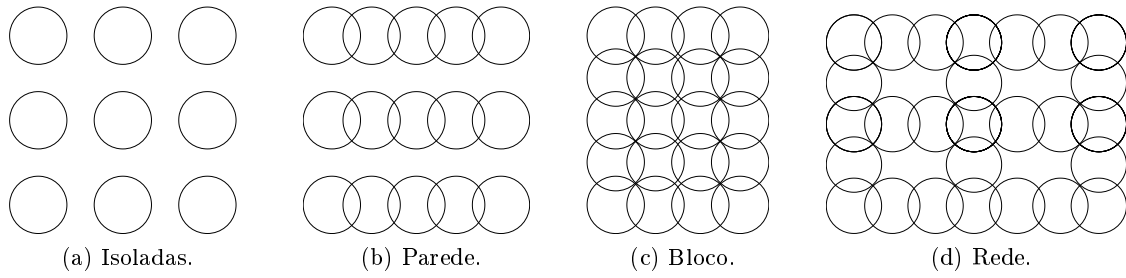


Figura 2.13: Padrões de localização de colunas de melhoria de solo (vista em planta).

Num estudo comparativo realizado por Hsieh et al. (2003), verificou-se a eficiência do uso de colunas de jet-grouting isoladas na base da escavação, como se ilustra na Figura 2.14. Recorreram a análises numéricas para examinar o efeito do *jet-grouting*.

Os resultados de medições de campo confirmaram a eficiência deste método na redução de deslocamentos da estrutura de contenção e por sua vez dos assentamentos no tardo da estrutura. Em comparação com outro projecto, com características idênticas, mas sem melhoria de solo, os deslocamentos verificados foram minimizados em mais 40%.

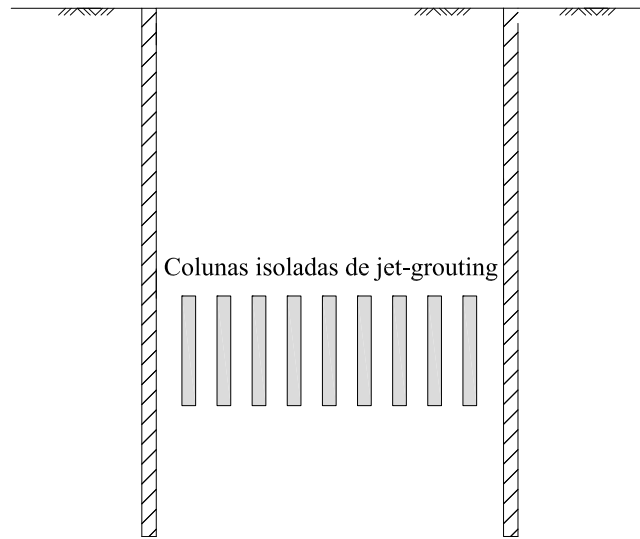


Figura 2.14: Esquema do método de melhoria de solos apresentado por Hsieh et al. (2003).

A aplicação de jet-grouting numa escavação escorada, anteriormente representada na Figura 2.5, é analisada por Matos Fernandes et al. (2008).

Este estudo apresenta resultados da utilização de pré-esforço em escoras e uma laje de jet-grouting. Verificou-se que a combinação destas duas técnicas minimiza muito os deslocamentos na parte inferior da parede, independentemente do nível de pré-esforço aplicado nas escoras acima. O momento flector na estrutura de contenção e os esforços na escoras, comparativamente à solução sem *jet-grouting*, são reduzidos. Verificou-se também que quanto maior for o pré-esforço aplicado, juntamente com a laje de jet-grout, menores são os deslocamentos verificados.

2.6.2 Deep mixing

Os resultados de uma escavação ancorada, com recurso a melhoramento de solos, são apresentados por O'Rourke e O'Donnell (1997). Neste trabalho recorreu-se ao sistema de *DSM* em parede, actuando como contraforte e jet-grouting junto à cortina de contenção.

Os resultados obtidos foram comparados com outros, retirados de outra zona da obra mas com características semelhantes. Concluiu-se assim que o uso destes sistemas promoveu a estabilidade rotacional da estrutura.

A utilização de deep cement mixing, assim como jet-grouting, são investigados por via de modelos em centrífugadora por Tan et al. (2003) e Kongsomboon et al. (2004). A Figura 2.15 ilustra os modelos utilizados por Kongsomboon et al. (2004). As conclusões são similares, sendo que a utilização de uma laje de melhoramento, comportando-se como uma escora, induz reduções, de modo eficiente, nos deslocamentos da estrutura de contenção. Quando uma berma de melhoramento é utilizada para minimizar os deslocamentos, Tan et al. (2003) e Kongsomboon et al. (2004) afirmam que o comportamento é idêntico ao verificado para a laje, mas somente nas fases iniciais de escavação (Figura 2.16).

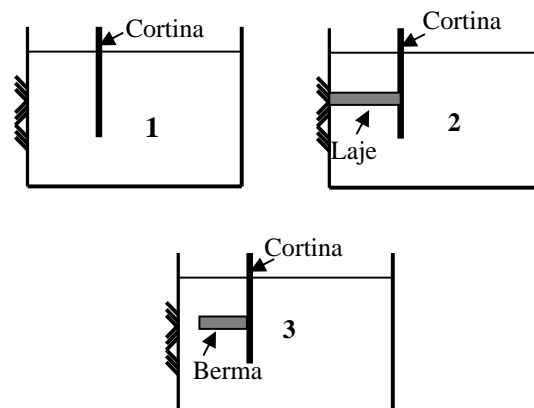


Figura 2.15: Modelos utilizados por Kongsomboon et al. (2004).

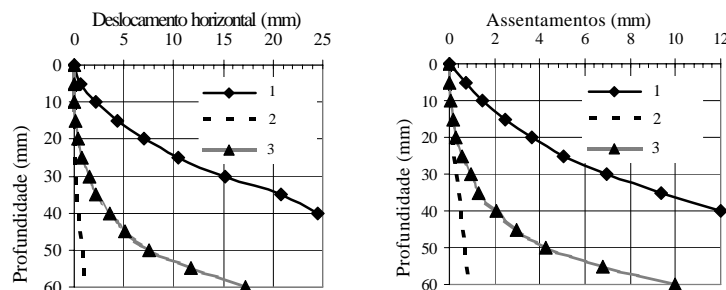


Figura 2.16: Resultados da aplicação de melhoramento de solos obtidos por Tan et al. (2003) e Kongsomboon et al. (2004).

As dificuldades técnicas de aplicação de melhoramento junto à cortina de contenção, levam a que, por vezes, se deixe um espaço entre a laje de melhoramento e a cortina. Esse aspecto foi estudado por Tan et al. (2003). Os resultados obtidos verificaram que a existência de

aberturas, mesmo que pequenas, podem comprometer a estabilidade global da estrutura. Os resultados do estudo apresentam-se na Figura 2.17, com o Modelo 2.1 a representar um espaçamento de $0,40\text{ m}$ e o 2.2 um espaçamento de $0,80\text{ m}$.

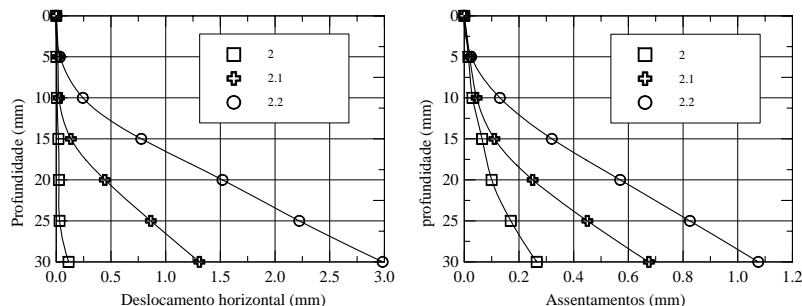


Figura 2.17: Resultados da aplicação de laje de melhoramento com espaçamento (Tan et al., 2003).

Tal como os autores acima referidos, Lim (2003) investiga a utilização de laje (Modelo 1) e bermas de melhoramento (Modelo 2). Também foi investigado a existência de um espaço entre a laje e a cortina (Modelos 2.1 e 2.2). Para realizar estes estudos recorreu-se a análises por elementos finitos e modelação em centrífugadora.

Os resultados obtidos indicam que a eficiência da laje de melhoramento é dependente, em grande parte, da sua rigidez. Com o aumento da rigidez da laje diminuem os deslocamentos e, por outro lado, aumentam os momentos flectores induzidos à estrutura. Para a bermas de melhoramento os resultados são idênticos aos obtidos por Tan et al. (2003), sendo uma solução com uma relação custo/eficiência evidente para larguras de escavação elevadas. Porém, apenas nas fases iniciais apresenta bons resultados.

2.7 Sobreescavação

É de senso comum que quanto maior for a altura escavada, maiores serão os deslocamentos da estrutura de contenção. Visto isto, a altura que se escava até a colocação do elemento de apoio poderá ter influência no desempenho da cortina.

A Figura 2.18 apresenta os resultados obtidos por Clough e Davidson (1977) em duas escavações com idênticas características. O caso com deslocamentos mais elevados teve uma sobreescavação de 3 metros, enquanto que o caso com menores deslocamentos a sobreescavação foi nula. A distância à superfície do ponto de instalação da escora é de 5 m .

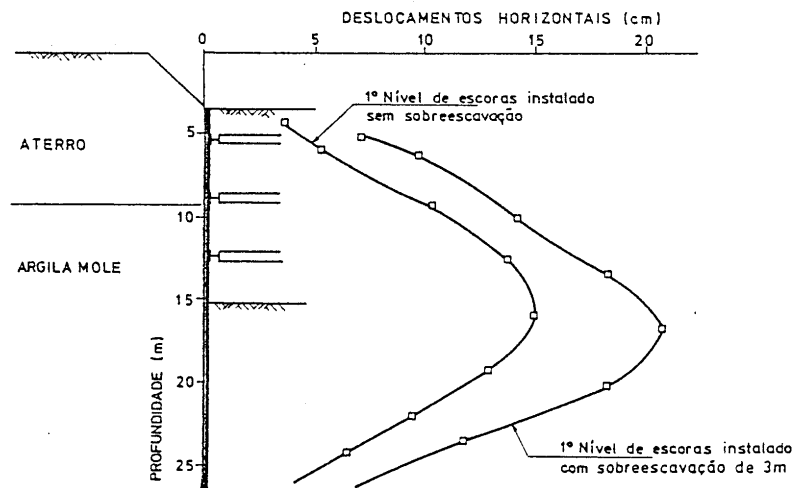


Figura 2.18: Importância da sobreescavação nos deslocamentos da estrutura de contenção (Clough e Davidson (1977) citado por Matos Fernandes (1983))

Este fenómeno de desvio ao faseamento construtivo parece pouco estudado, pelo que se realizaram algumas análises a este respeito no Capítulo 7.

2.8 Conclusões

O trabalho de pesquisa bibliográfica realizado no presente capítulo permitiu concluir que há aspectos do faseamento construtivo das escavações ao abrigo de cortinas de contenção que se encontram suficientemente estudados e outros que se considera deverem ser objecto de estudos adicionais no âmbito do presente trabalho.

Os assuntos que se consideram suficientemente estudados sob o ponto de vista da influência no comportamento de estruturas de contenção e que, portanto, não serão abordados no trabalho são:

- o pré-esforço aplicado em escoras;
- a utilização de plataformas estabilizantes;
- o recurso a melhoramento de solos.

Os assuntos em que se admite poder dar alguma contribuição no âmbito do presente trabalho dizem respeito ao estudo da influência no comportamento de estruturas de contenção de:

- escavação geral em talude e outros métodos de escavação;
- distribuição das ancoragens na cortina de contenção;
- altura enterrada da cortina de contenção;
- sobreescavação em cortinas escoradas.

Relativamente ao primeiro assunto pôde verificar-se a existência de vários trabalhos relativos à influência da geometria da berma de solo no comportamento de estruturas de contenção quando se procede a uma escavação geral em talude. No entanto, estes estudos parecem admitir que a berma de solo pode permanecer com a sua função estabilizante sem nunca ser retirada. Contudo, apesar de nas escavações habitualmente realizadas se poder recorrer a bermas de solo ao longo do processo de escavação, tem-se que no final deste a berma tem que ser retirada. Não se conhecem estudos que analisem o problema nesta perspectiva pelo que este facto constitui o principal motivo para o estudo deste assunto no presente trabalho. Por outro lado, estuda-se igualmente a influência da utilização de outros métodos de escavação e da sua geometria no comportamento de cortinas de contenção. Estes estudos são realizados nos Capítulos 4 e 5.

O segundo assunto a abordar, a distribuição das ancoragens na cortina de contenção, justifica-se pelo facto de não se ter encontrado trabalhos sobre o tema.

O terceiro assunto, a altura enterrada da cortina de contenção, tem a mesma justificação. Com efeito, apesar de se conhecerem estudos que analisam o efeito da altura enterrada na segurança em relação à rotura de fundo (aplicados, portanto, em solos argilosos de consistência mole a média), não foram encontrados trabalhos que analisem o problema do ponto de vista dos deslocamentos da cortina, do terreno suportado e dos esforços na cortina.

Os estudos referentes a estes dois assuntos são apresentados no Capítulo 6.

Finalmente, o quarto assunto a abordar, relativo à sobreescavação em cortinas escoradas, justifica-se pelo facto de apenas se ter encontrado um trabalho sobre o assunto e por, de um ponto de vista genérico, se julgar que a realização de sobreescavações desnecessárias estará entre os erros de execução mais comuns. Este assunto é estudado no Capítulo 7.

No capítulo seguinte apresenta-se a metodologia, o modelo de comportamento e a geometria da escavação base que serão utilizados nos estudos numéricos dos restantes capítulos.

Capítulo 3

Modelação de estruturas de contenção

3.1 Introdução

O método dos elementos finitos é actualmente uma ferramenta numérica bastante importante para análises de problemas geotécnicos, pois possibilita uma modelação realista do comportamento mecânico de estrutura, solo e interacção entre ambos.

Plaxis (*Finite Element Code for Soil and Rock Analyses*, Versão 8) é um programa de cálculo automático 2D, com base no método dos elementos finitos, indicado para análise de problemas de tensão-deformação e de estabilidade em solos e rochas. O referido programa foi usado nos cálculos realizados no âmbito do presente trabalho.

Neste capítulo apresenta-se a aplicação do método dos elementos finitos a uma escavação suportada por uma cortina ancorada e uma cortina escorada, com o intuito de obter uma referência em termos de resultados, para os estudos a apresentar nos Capítulos seguintes. A estas escavações deu-se o nome de escavação base.

3.2 Modelo constitutivo *Hardening Soil*

Para simular o comportamento mecânico dos solos, o programa Plaxis apresenta vários modelos, como por exemplo o modelo elastoplástico perfeito de Mohr-Coulomb e o elastoplástico com endurecimento *Hardening soil*. O modelo escolhido para as análises executadas nesta dissertação é o *Hardening Soil*, visto ser um modelo que consegue simular de um modo razoavelmente realista o comportamento dos solos, como será aqui discutido.

O modelo elastoplástico Mohr-Coulomb necessita apenas de cinco parâmetros: o módulo de Young E e o coeficiente de Poisson ν para a rigidez do solo, o ângulo de resistência ao corte efectivo ϕ' , o ângulo de dilatância ψ e a coesão efectiva c' para resistência do solo. Sendo um modelo elástico perfeitamente plástico a função de cedência mantém-se constante com o aumento da deformação do solo (Figura 3.1). O ângulo de resistência ao corte efectivo é o factor que mais condiciona o valor da tensão de corte τ , como ilustra a Figura 3.2. Uma

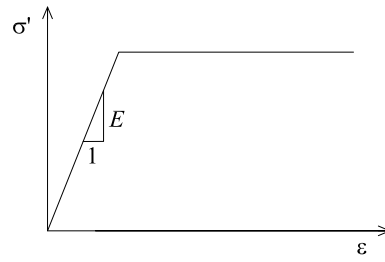


Figura 3.1: Modelo elástico perfeitamente plástico

representação geral do critério de cedência no espaço das tensões principais, em que não se considera a coesão efectiva do solo encontra-se na Figura 3.3.

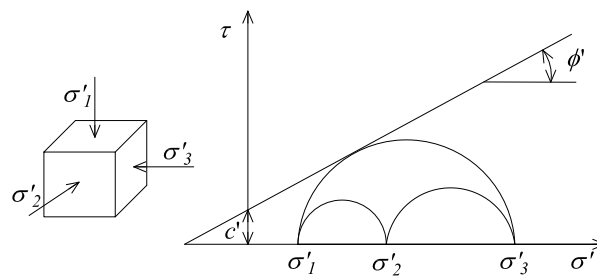


Figura 3.2: Critério de cedência de Mohr-Coulomb (Brinkgreve et al., 2004)

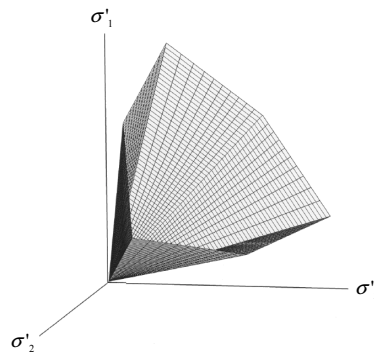


Figura 3.3: Superfície de cedência do modelo Mohr-Coulomb, no espaço das tensões principais, com coesão nula (Brinkgreve et al., 2004)

O modelo constitutivo *Hardening Soil* é um modelo elastoplástico com endurecimento, que pode ser utilizado para modelar qualquer tipo de solo (Schanz, 1999). Utiliza a envolvente de rotura de acordo com o critério de Mohr-Coulomb (considerando os valores de c' , ϕ' e ψ) e três parâmetros de deformabilidade para o solo, o módulo de deformabilidade triaxial E_{50} , o módulo de descarga-recarga E_{ur} , e o módulo edométrico E_{oed} . Este modelo considera a dependência da tensão com a rigidez do solo.

Quando um provete de solo é submetido a uma tensão de desvio sofre uma diminuição de rigidez e simultaneamente uma deformação plástica irreversível. Durante um ensaio, a curva que relaciona a deformação axial (ε_1) com a tensão de desvio (q) pode ser razoavelmente aproximada por uma hipérbole; esta relação hiperbólica encontra-se na Figura 3.4 e na equação seguinte:

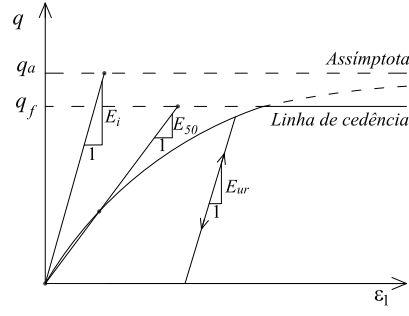


Figura 3.4: Relação hiperbólica entre tensão e extensão num ensaio triaxial drenado (Schanz, 1999).

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a} \text{ para } q < q_f \quad (3.1)$$

O parâmetro E_{50} consiste no módulo de deformabilidade para 50% da tensão de desvio máxima, q_f , enquanto q_a representa a assíntota da hipérbole. Para a obtenção da tensão de desvio máxima é necessário recorrer aos parâmetros de resistência provenientes do critério de rotura de Mohr-Coulomb e a assíntota da hipérbole é uma fracção da tensão de desvio máxima:

$$q_f = (p + c' \cot \phi') \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad (3.2)$$

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (3.3)$$

Quando $q = q_f$, atinge-se o ponto de rotura e obtém-se a plasticidade perfeita de acordo com o critério Mohr-Coulomb.

O parâmetro E_{50} é função da tensão efectiva de confinamento σ'_3 e pode ser calculado a partir da seguinte equação:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c' \cos \phi' + \sigma'_3 \sin \phi'}{c' \cos \phi' + p'^{ref} \sin \phi'} \right)^m \quad (3.4)$$

em que E_{50}^{ref} é o módulo de deformabilidade secante em estado triaxial, correspondente a 50% da tensão de rotura, para uma tensão de referência (p'^{ref}) considerada, por defeito, igual a 100 kPa .

O parâmetro m , que estabelece a dependência da rigidez com as tensões, é uma característica básica deste modelo e deverá ser considerado, aproximadamente, 0,5 para areias e 1,0 para solos argilosos moles (Brinkgreve et al., 2004). Para descrever a rigidez do solo de uma forma mais realista do que o modelo de Mohr-Coulomb, o modelo *Hardening Soil* dispõe de um parâmetro denominado por E_{ur} , o módulo de rigidez que representa o solo nas trajectórias de descarga-recarga:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c' \cos \phi' + \sigma'_3 \sin \phi'}{c' \cos \phi' + p'^{ref} \sin \phi'} \right)^m \quad (3.5)$$

O E_{ur}^{ref} é módulo de deformabilidade na descarga, em estado triaxial, para tensão vertical igual à tensão de referência (p_{ref}) considerada igual a 100 kPa ; o valor padrão deste módulo é $3 \times E_{50}^{ref}$.

O módulo de deformabilidade edométrico (E_{oed}) representa a rigidez devido a compressões unidimensionais e calcula-se segundo a equação:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c' \cos \phi' + \sigma'_1 \sin \phi'}{c' \cos \phi' + p'^{ref} \sin \phi'} \right)^m \quad (3.6)$$

É importante referir que este, não é dependente da menor tensão efectiva principal σ'_3 , como as restantes rigidezes, mas sim da maior tensão efectiva principal σ'_1 porque nos ensaios edométricos é a única tensão conhecida. O valor de E_{oed}^{ref} , como ilustra a Figura 3.5, é obtido com base na tensão efectiva de referência p'^{ref} no plano σ'_1 - ε_1 .

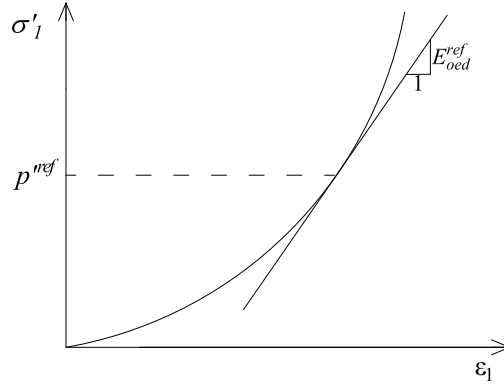


Figura 3.5: Determinação do valor de E_{oed}^{ref} em ensaios edométricos (Brinkgreve et al., 2004).

A evolução das superfícies de cedência do modelo *Hardening Soil*, segundo o plano p' - q , encontra-se representada na Figura 3.6. Estas terminam com a superfície de cedência de Mohr-Coulomb, ou seja, quando a tensão de desvio atingir o seu valor máximo ($q = q_f$).

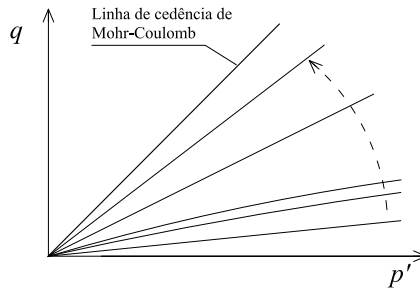


Figura 3.6: Diferentes superfícies de cedência com consideração de endurecimento (Brinkgreve et al., 2004)

A variação de volume que ocorre nos ensaios de compressão isotrópica é explicada a partir da utilização de uma superfície de cedência que fecha a região elástica. Sem ela não seria

possível introduzir, de modo independente, os parâmetros E_{50}^{ref} , que controla a superfície de cedência por corte e E_{oed}^{ref} , que controla a superfície que fecha a região elástica.

A forma da superfície de cedência que fecha a região elástica é definida por uma elipse, no plano $p'-q$. Esta elipse, representada na Figura 3.7, tem de comprimento p'_p , a tensão de pré-consolidação, no eixo p' e $\alpha p'_p$ no eixo q . O valor de α é função de K_0 , coeficiente de impulso em repouso.

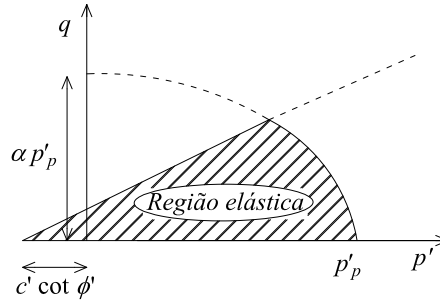


Figura 3.7: Superfície de cedência do modelo *Hardening Soil* segundo o plano $p' - q$ (Brinkgreve et al., 2004).

Na Figura 3.8 apresenta-se uma ilustração da superfície de cedência, de um solo com coesão nula, do modelo *Hardening Soil* no espaço das tensões principais. A forma hexagonal da superfície de cedência advém do critério de rotura de Mohr-Coulomb, Figura 3.3, que no extremo poderá ser igual à sua superfície de cedência. A expansão da superfície que fecha a região elástica é função da tensão de pré-consolidação p'_p .

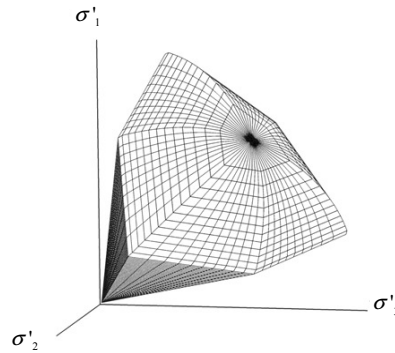


Figura 3.8: Superfície de cedência do modelo *Hardening Soil*, no espaço das tensões principais, com coesão nula (Brinkgreve et al., 2004).

A Tabela 3.1 apresenta os parâmetros necessários para a definição do modelo, classificados segundo a designação adoptada no programa. No caso dos parâmetros “avançados” são indicados entre parêntesis os valores adoptados por defeito pelo programa.

3.3 Descrição da escavação modelada

A escavação base, representada na Figura 3.9, tem uma altura de escavação de 12 m e 16 m de largura sendo suportada por uma cortina com uma altura de 15 m e os respectivos aparelhos

Tabela 3.1: Parâmetros usados pelo modelo *Hardening Soil*

Tipo	Parâmetro	Unidades
Cedência	c' Coesão efectiva	kPa
	ϕ' Ângulo de resistência ao corte	Graus ($^{\circ}$)
	ψ Ângulo de dilatância	Graus ($^{\circ}$)
Rigidez	E_{50}^{ref} Rigidez secante de ensaios triaxiais drenados	kPa
	E_{oed}^{ref} Rigidez tangente de ensaios edométricos drenados	kPa
	m Potência para a dependência tensional da rigidez	-
Avançados	E_{ur}^{ref} Rigidez em descarga e recarga	kPa
	ν^{ur} Coeficiente de Poisson em descarga e recarga (0, 2)	-
	p^{ref} Tensão de referência para a rigidez (100 kPa)	kPa
	K_0 Coeficiente de impulso em repouso	-
	R_f Quociente entre q_f e q_a (0, 9)	-

de suporte, ancoragens ou escoras. A cortina é modelada por um elemento de viga (placa), caracterizado por uma rigidez de flexão (EI) e por uma rigidez axial (EA):

$$EI = \frac{E \times e^3}{12} = \frac{30 \times 10^6 \times 0,40^3}{12} = 1,6 \times 10^5 \text{ kNm}^2/m \quad (3.7)$$

$$EA = E \times e = 30 \times 10^6 \times 0,40 = 1,2 \times 10^7 \text{ kN/m} \quad (3.8)$$

Estas características correspondem a uma parede moldada com 0,40 m de espessura (e), ou uma cortina de estacas com 0,60 m de diâmetro espaçadas a 1 m.

O betão armado é modelado com um módulo de elasticidade de 30 GPa e o comportamento dos elementos de aço e de betão admitido como elástico-linear.

Consideraram-se dois diferentes estratos arenosos típicos (solos A1 e A2). Os solos foram modelados utilizando o modelo de comportamento *Hardening Soil*. Na Tabela 3.2 indicam-se os parâmetros necessários para a descrição do comportamento dos solos (Santos Josefino, 2008). Sob estes materiais considerou-se que existia um estrato com elevadas características mecânicas de modo a que se possa supor deslocamentos horizontais e verticais nulos. Apenas metade da largura de escavação é apresentada no modelo devido à consideração de simetria da escavação. Na fronteira onde se encontra o eixo de simetria apenas se podem verificar deslocamentos verticais. Na fronteira oposta, por se localizar a uma distância de 60 m, considera-se que se encontra a uma distância em que os deslocamentos relativos à escavação são desprezáveis.

A malha de elementos finitos utilizada para a escavação suportada por uma cortina ancorada, apresentada na Figura 3.10, é composta por elementos de 15 nós, com elementos de

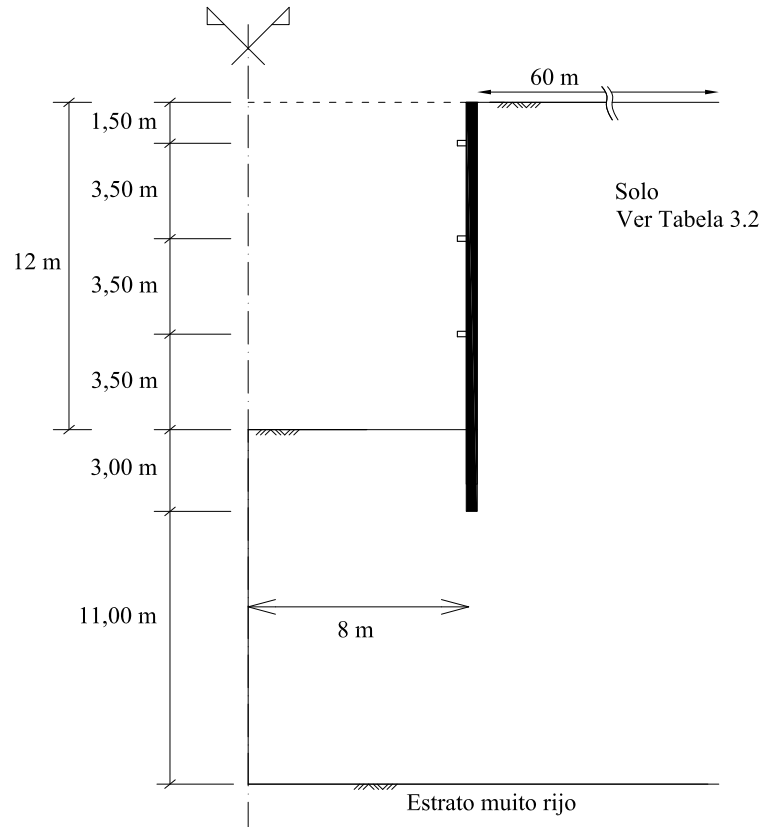


Figura 3.9: Representação da escavação base modelada.

interface de 10 nós, num estado plano de deformação.

A interface solo-estrutura é definida por elementos de interface. O principal parâmetro da interface é o factor de redução de resistência da interface, R_{inter} . Este factor é obtido em função da resistência da interface e da resistência do solo segundo as equações

$$c_i = R_{inter} \times c' \quad (3.9)$$

$$tg\phi_i = R_{inter} \times tg\phi' \leq tg\phi' \quad (3.10)$$

em que c_i corresponde à coesão da interface e ϕ_i , ao ângulo de atrito da interface.

Para as análises efectuadas adoptou-se $R_{inter} = 2/3$ como é sugerido por Brinkgreve et al. (2004).

3.3.1 Escavação ancorada

A Figura 3.10 ilustra a malha de elementos finitos. As ancoragens (cabo da zona de comprimento livre e bolbo de selagem) foram admitidas com comportamento elástico-linear.

Tabela 3.2: Características dos solos considerados (Santos Josefino, 2008).

	Solo A1	Solo A2
Tipo de Solo	areia	areia
Comportamento considerado	drenado	drenado
c' (kPa)	0	0
ϕ' ($^\circ$)	41	32
ψ ($^\circ$)	8	2
m	0,5	0,5
K_0	0,8	0,47
K_{0nc}	0,344	0,47
γ (kN/m ³)	20	18
E_{50}^{ref} (kPa)	9×10^4	$2,5 \times 10^4$
E_{oed}^{ref} (kPa)	9×10^4	$2,5 \times 10^4$
E_{ur}^{ref} (kPa)	$2,7 \times 10^5$	$7,5 \times 10^4$
R_f	0,90	0,90

A escavação base encontra-se representada na Figura 3.11. Para todos os cálculos admitiu-se que a escavação de cada nível se realiza até 0,50 m abaixo da localização do respectivo nível de ancoragem.

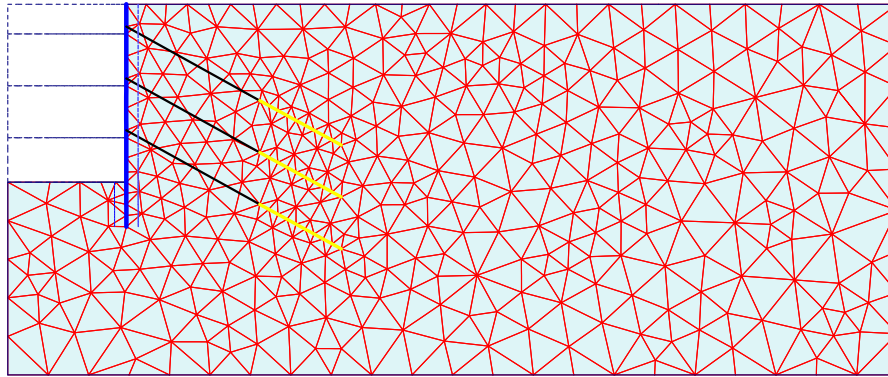


Figura 3.10: Malha do modelo de elementos finitos para a estrutura ancorada.

O diagrama de pré-esforço utilizado difere do diagrama de pressões rectangular definido por Terzaghi e Peck (1967), sendo admitido um diagrama trapezoidal. De facto, cálculos exploratórios que recorreram ao diagrama rectangular de Terzaghi e Peck mostraram, pelos deslocamentos obtidos, excesso de pré-esforço no primeiro nível de ancoragens, tendo-se, assim, optado pela utilização de um diagrama trapezoidal.

O diagrama de pré-esforço considerado tem como base $(0,15 \text{ e } 0,20)\gamma H$, com o valor de 0,15 usado para o solo A1 e 0,20 para o solo A2.

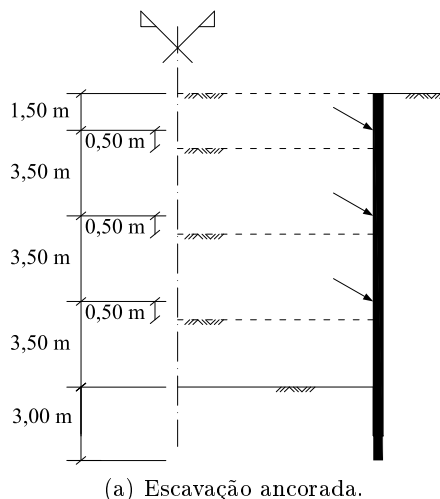


Figura 3.11: Escavação ancorada base.

Para a distribuição inicial das ancoragens as forças em cada ancoragem foram calculadas a partir das respectivas áreas de influência (Figura 3.12). Para todos os cálculos admitiu-se que 0,50 m de altura do diagrama de pré-esforço, na base da escavação, seriam transmitidos ao terreno, não entrando assim na área de influência do último nível de ancoragens.

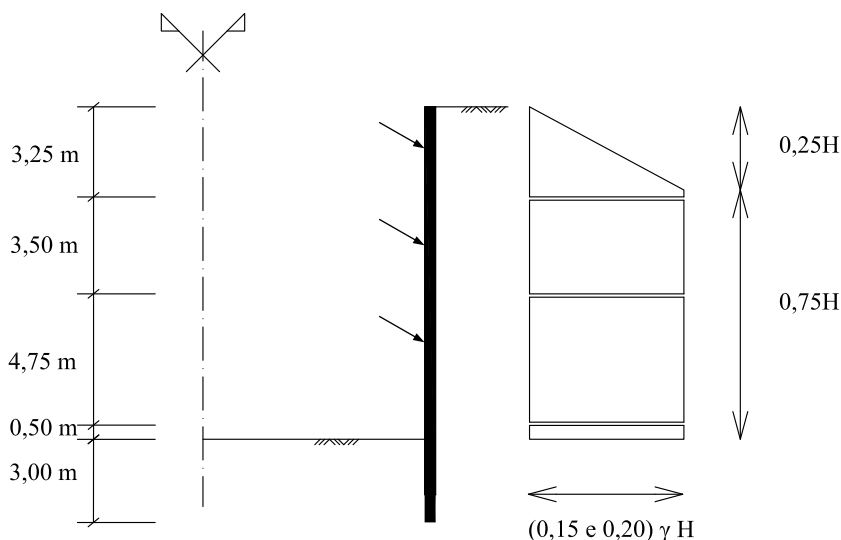


Figura 3.12: Distribuição de ancoragens da escavação base e diagrama de pré-esforço considerado.

Em todas as ancoragens considerou-se uma inclinação de 30° e um comprimento livre, L_{livre} , de 10 m (Tabela 3.3). O comprimento livre, bem como a localização das ancoragens longitudinalmente, seguiu um conjunto de critérios sumarizados na Figura 3.13. O critério de distribuição em planta não é aplicável dado que as análises realizadas são em 2D. A distribuição das ancoragens em altura foi estabelecido considerando que o primeiro nível de ancoragens não se deve situar perto do topo da cortina, devido à consequente localização dos bolbos de selagem que, estando demasiado perto da superfície, podem provocar empolamento do solo à superfície, assim como o facto de evitar eventuais fundações de edifícios adjacentes.

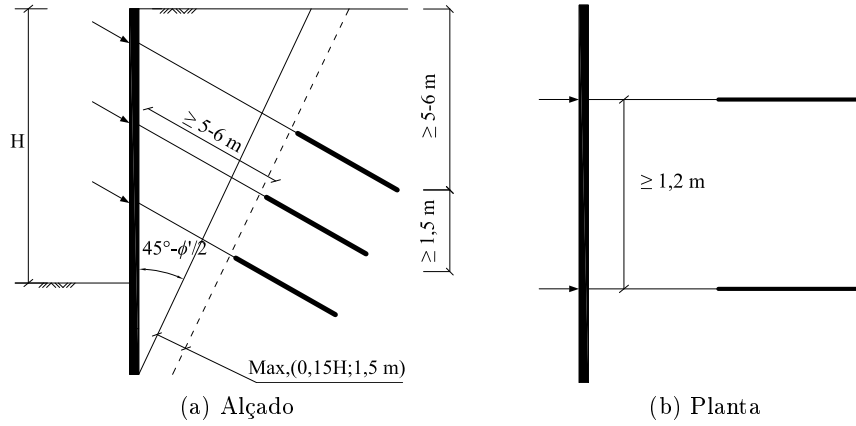


Figura 3.13: Critérios de localização de ancoragens, Matos Fernandes (1983) e FHWA (1999).

A força máxima aplicável à armadura de pré-esforço, P_{max} , foi admitida tendo por base o Eurocódigo 7 (EN 1997-1, 2004), em que não deverá exceder o seguinte valor :

$$P_{max} = A_{livre} \times \sigma_{p,max} = 2,8 \times 10^{-4} \times 1488 \times 10^3 = 416 \text{ kN/m}$$

Em que $\sigma_{p,max}$, tensão na armadura imediatamente após a aplicação ou a transferência do pré-esforço terá de ser igual ao mínimo dos seguintes valores: $\min \{0,8 \times f_{pk}; 0,9 \times f_{p0,1k}\}$. Considerou-se um aço 1670/1860 MPa – Grade 270k com $1,40 \times 10^{-4} \text{ m}^2$ de área por cabo. Deste modo o valor de $\sigma_{p,max} = \min \{0,8 \times 1860; 0,9 \times 1670\} = \min \{1488; 1503\} = 1488 \text{ MPa}$.

O comprimento do bolbo de selagem é de 6 m. De modo a simplificar o modelo o comprimento manteve-se constante, para todos os níveis de ancoragens e todos os cálculos realizados.

A Tabela 3.3, resume as características adoptadas para todos os níveis de ancoragens em todos os cálculos realizados.

Para o bolbo de selagem, uma vez que este funciona por atrito superficial, e existe sobreposição de betão com o solo envolvente, considerou-se que teria um módulo de elasticidade correspondente a um betão de fraca resistência (10 GPa).

Tabela 3.3: Características adoptadas para as ancoragens

$A_{livre}(\text{m}^2/\text{m})$	$A_{selagem}(\text{m}^2/\text{m})$
$2,8 \times 10^{-4}$	$1,05 \times 10^{-2}$
$E_{livre}(\text{GPa})$	$E_{selagem}(\text{GPa})$
200	10
$L_{livre}(\text{m})$	$L_{selagem}(\text{m})$
10	6

Tabela 3.4: Carga de pré-esforço em cada nível de ancoragens, nos solos considerados, para a distribuição de ancoragens da escavação base.

Nível	Pré-esforço (kN/m)	
	Solo A1	Solo A2
1	75	90
2	145	175
3	200	240

3.3.2 Escavação escorada

Na Figura 3.14 encontra-se representada a malha de elementos finitos utilizada para discretizar o meio envolvente da estrutura escorada.

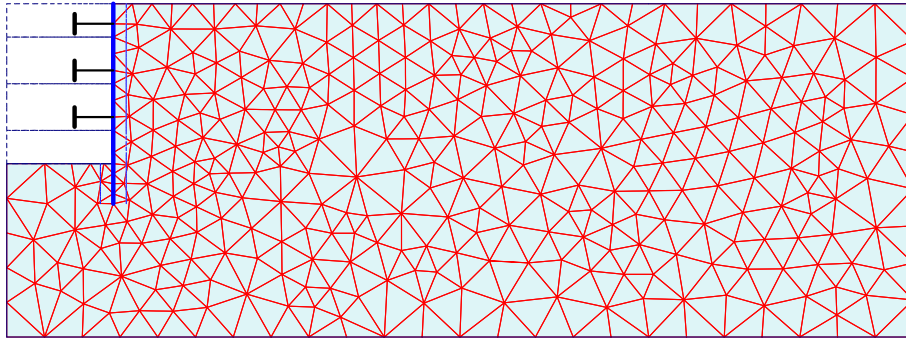


Figura 3.14: Malha do modelo de elementos finitos para a estrutura escorada.

A escavação base encontra-se representada na Figura 3.15. Para todos os cálculos admitiu-se que a escavação de cada nível se realiza até 1 m abaixo da localização do respectivo nível de escoras.

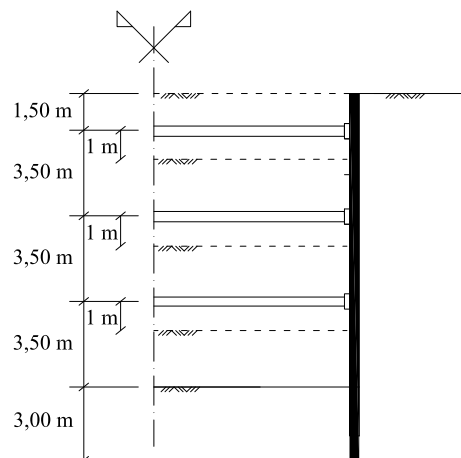


Figura 3.15: Escavação escorada base.

Tal como para as ancoragens, o comportamento das escoras também foi admitido como elástico, linear e isotrópico. A rigidez efectiva das escoras foi tomada como 20% da rigidez

teórica.

A verificação à encurvadura foi feita tendo por base a metodologia apresentada no Eurocódigo 3 (EN 1993-1.1, 2003). Considerou-se que o apoio seria rotulado em ambas as extremidades para que o comprimento de encurvadura fosse o comprimento da peça e que a resistência à encurvadura fosse o menor possível e logo o cálculo conservativo. A partir das propriedades geométricas da secção, neste caso o diâmetro da secção (D) e a espessura da secção, t_e , do processo de fabrico e da classe de resistência do aço (extensão de cedência - ϵ), calculada segundo a expressão 3.11, é determinada a classe de secção correspondente através da Tabela 3.5.

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (3.11)$$

Tabela 3.5: Relação espessura - diâmetro, Eurocódigo 3 (EN 1993-1.1, 2003)

Classe	Secção à compressão e/ou flexão
1	$\frac{D}{t_e} \leq 50\epsilon^2$
2	$\frac{D}{t_e} \leq 70\epsilon^2$
3	$\frac{D}{t_e} \leq 90\epsilon^2$

Para se determinar o valor de carga de compressão resistente da secção escolhida, é necessário em primeiro lugar que se verifique a seguinte relação:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \leq 1,0 \quad (3.12)$$

em que N_{Rd} se obtém a partir das seguintes equações do Eurocódigo 3.

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad (3.13)$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1,0 \quad (3.14)$$

$$\Phi = 0,5(1 + 0,21(\bar{\lambda} - 0,20) + \bar{\lambda}^2) \quad (3.15)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \quad (3.16)$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.17)$$

As escoras utilizadas para este tipo de escavações são, por norma, elementos metálicos tubulares. No seu pré-dimensionamento o efeito de encurvadura terá de ser estudado, para tal, realizou-se as verificações do Eurocódigo 3, equações 3.13 à 3.17.

Os esforços para cada escora foram obtidos através do diagrama rectangular definido por Terzaghi e Peck (1967) (Figura 3.16) e respectivas áreas de influência.

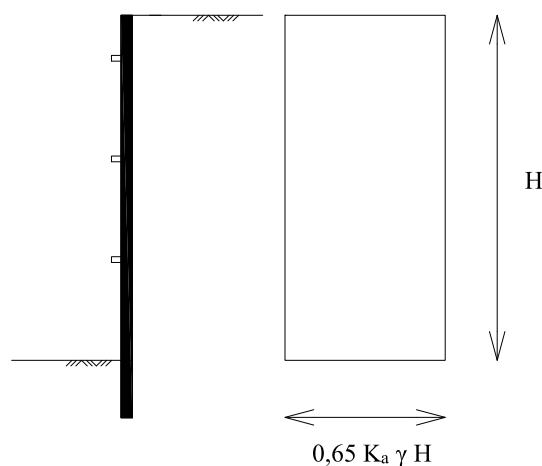


Figura 3.16: Diagramas de impulso de terras para os solos considerados.

O parâmetro necessário para a modelação de uma escora é a rigidez axial (EA), sendo calculado através do esforço na escora (N_E), o comprimento de encurvadura (L_{cr}) e o esforço axial resistente (N_R) apresentados na Tabela 3.6.

Tabela 3.6: Definição das características das escoras

	Solo	A1	A2
Características do perfil	$D [mm]$	323,9	406,4
	$t_e [mm]$	12,5	12,5
	$A [cm^2]$	122	155
	$i [cm]$	0,110	0,139
Verificações Eurocódigo 3	$L_{cr} [m]$	16	16
	λ_1	76,4	76,4
	$\bar{\lambda}$	1,904	1,507
	Φ	2,491	1,772
	χ	0,244	0,400
Resultados	$N_R [kN]$	1056	2033
	$N_E [kN]$	462	615
	N_R/N_E	0,44	0,30

3.4 Análise da escavação base

Nesta secção apresentam-se os resultados e a respectiva análise do problema base para as estruturas ancoradas e escoradas.

3.4.1 Análises realizadas

Nas Tabelas 3.7 e 3.8 apresentam-se os faseamentos construtivos adoptados para as escavações base. Algumas destas fases apresentam-se nas Figuras 3.17 e 3.18.

Tabela 3.7: Faseamento construtivo adoptado para a escavação ancorada de base.

Fase	Descrição
1	Escavação do 1 ^o nível.
2	Activação do bolbo de selagem, comprimento livre no 1 ^o nível e aplicação do pré-esforço.
3	Escavação do 2 ^o nível.
4	Activação do bolbo de selagem, comprimento livre no 2 ^o nível e aplicação do pré-esforço.
5	Escavação do 3 ^o nível.
6	Activação do bolbo de selagem, comprimento livre no 3 ^o nível e aplicação do pré-esforço.
7	Escavação do 4 ^o nível.

Tabela 3.8: Faseamento construtivo adoptado para a escavação escorada de base.

Fase	Descrição
1	Escavação do 1 ^o nível.
2	Instalação do primeiro nível de escoras.
3	Escavação do 2 ^o nível.
4	Instalação do segundo nível de escoras.
5	Escavação do 3 ^o nível.
6	Instalação do terceiro nível de escoras.
7	Escavação do 4 ^o nível.

3.4.2 Resultados

3.4.2.1 Deslocamentos

Na Figura 3.19 representam-se os deslocamentos da estrutura ancorada, bem como os assentamentos verificados no seu tardo, provocados pela escavação, nos solos *A1* e *A2*, e para cada

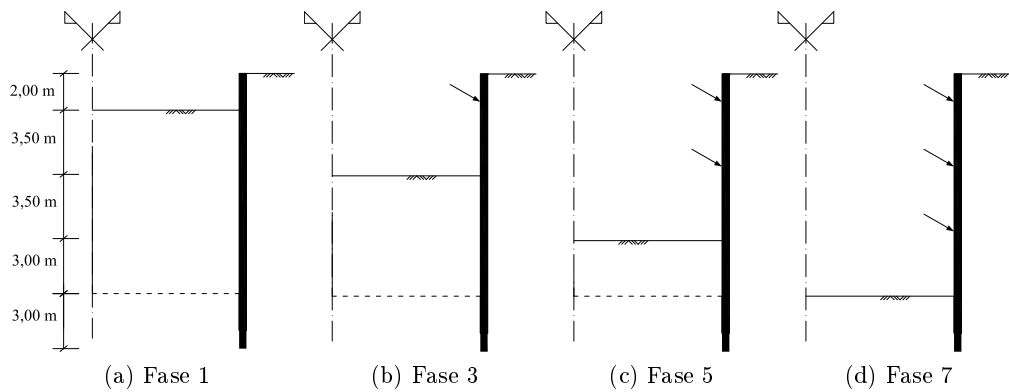


Figura 3.17: Fases da escavação base ancorada.

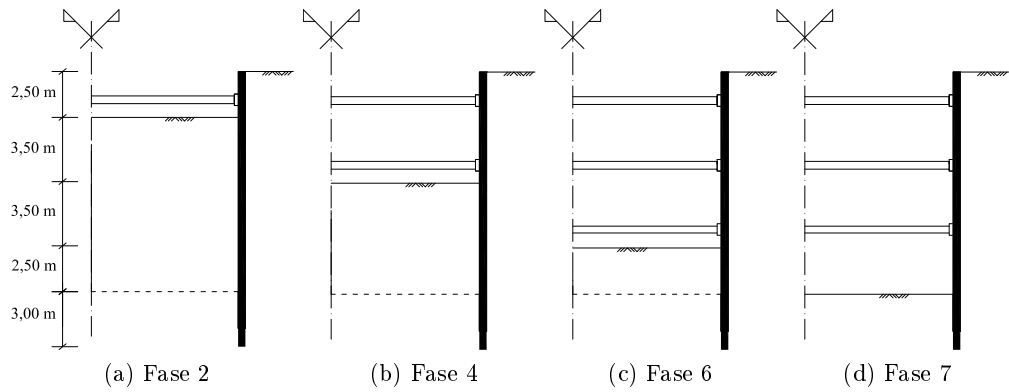


Figura 3.18: Fases da escavação base escorada.

fase construtiva. Por conveniência, na Figura 3.19 e nas Figuras do mesmo tipo que se lhe seguem no presente trabalho as profundidades indicadas são valores negativos; o seu módulo corresponderá, assim, à distância à superfície.

Na Tabela 3.9 resumem-se os deslocamentos horizontais máximos da estrutura e a sua localização, bem como os assentamentos no tardo da cortina e a distância a que se encontram da estrutura.

Tabela 3.9: Resumo dos deslocamentos máximos verificados para a escavação ancorada.

Solo	Máximo deslocamento horizontal			Máximo assentamento do terreno		
	Valor (m)	Distância à superfície (m)	Percentagem da altura escavada (%)	Valor (m)	Distância da cortina (m)	Percentagem da altura escavada (%)
A1	0,006	9,3	0,05	0,001	0	0,01
A2	0,030	7,8	0,25	0,022	2,5	0,18

Os resultados da análise da escavação de base escorada ilustram-se na Figura 3.20.

Nesta análise não foram incluídas as fases de construção pares, que representam a instalação das escoras, visto que não exibem deslocamentos.

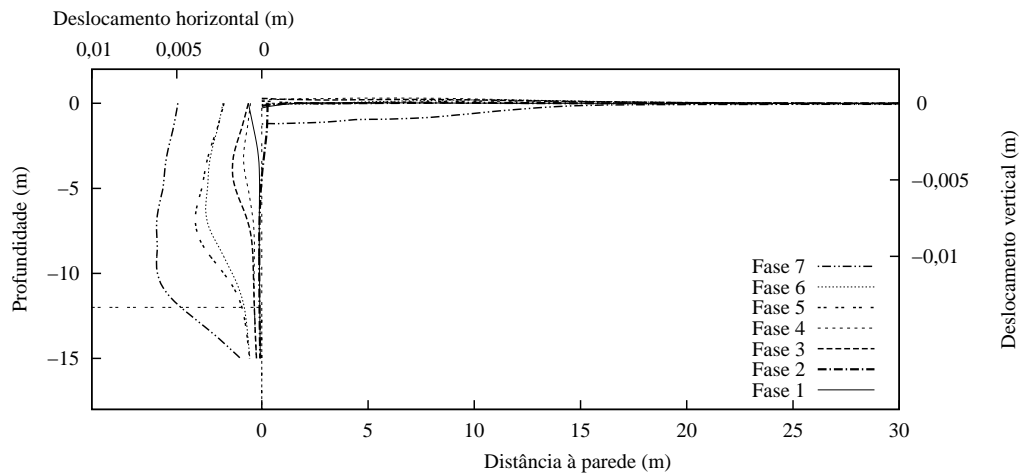
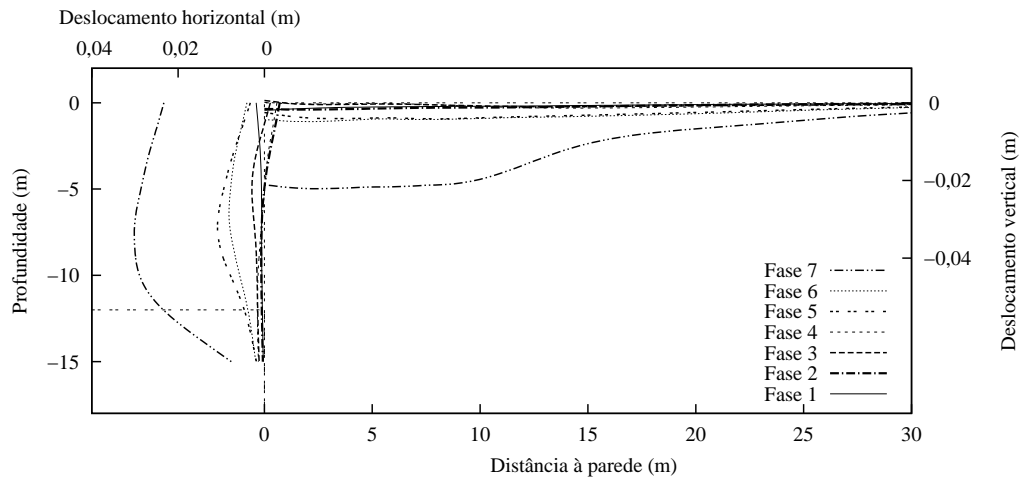
(a) Solo *A1*(b) Solo *A2*

Figura 3.19: Deslocamentos horizontais da parede e deslocamentos verticais do maciço suportado: escavação base ancorada.

A Tabela 3.10 apresenta os deslocamentos horizontais máximos da estrutura e assentamentos do terreno adjacente à escavação para os solos considerados. Destaca-se o local onde ocorrem (distância à superfície ou distância à cortina) e a percentagem da distância à superfície de escavação (12 *m*) que representam.

3.4.2.2 Variação de esforços nos apoios da cortina

A variação dos esforços nas ancoragens é apresentada na Figura 3.21.

A Figura 3.22 apresenta as cargas nas escoras, onde o esforço nelas induzido apresenta uma evolução crescente em cada nível de escavação, quer no solo *A1* quer no *A2*.

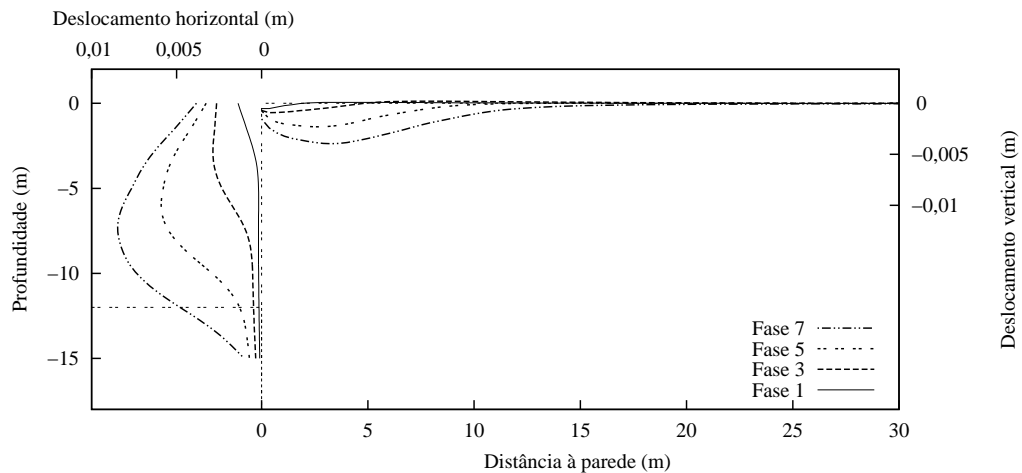
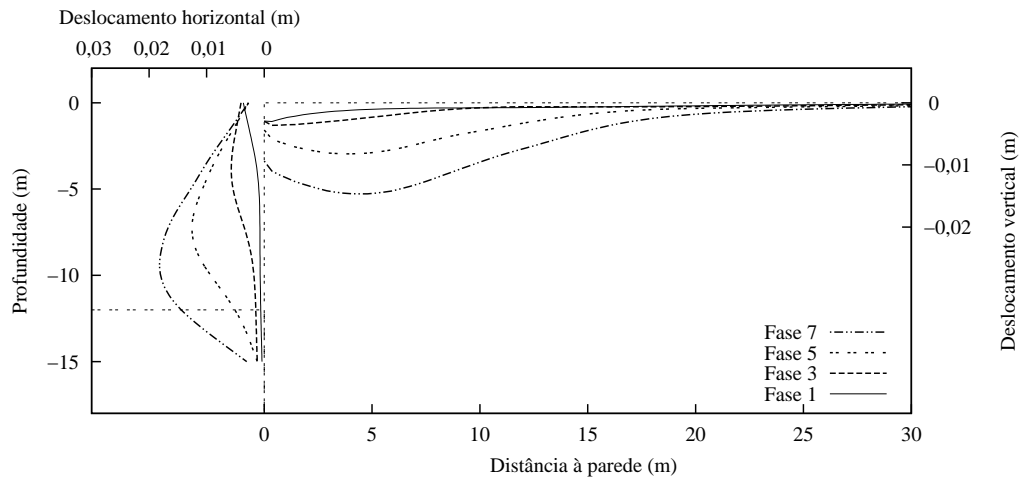
(a) Solo *A1*(b) Solo *A2*

Figura 3.20: Deslocamentos horizontais da parede e deslocamentos verticais do maciço suportado: escavação base escorada.

3.4.2.3 Momentos flectores

Os momentos flectores para a escavação ancorada encontram-se ilustrados na Figura 3.23. Da análise da Figura verifica-se que, na base da cortina, devido ao não encastramento da estrutura, o momento flector é nulo. A evolução dos momentos é idêntica para o solo *A1* e *A2*.

A representação dos momentos flectores para a escavação escorada de base, encontra-se na Figura 3.24, sendo de referir, assim como para a escavação ancorada, os momentos flectores, associados às escavações nos solos *A1* e *A2*, apresentam, nas fases iniciais, semelhança no seu andamento.

Tabela 3.10: Resumo dos deslocamentos máximos verificados para a escavação escorada.

Solo	Máximo deslocamento horizontal			Máximo assentamento do terreno		
	Valor (m)	Distância à superfície (m)	Percentagem da altura escavada (%)	Valor (m)	Distância à cortina (m)	Percentagem da altura escavada (%)
A1	0,008	7,3	0,07	0,004	3,2	0,03
A2	0,018	9,5	0,15	0,015	4,4	0,12

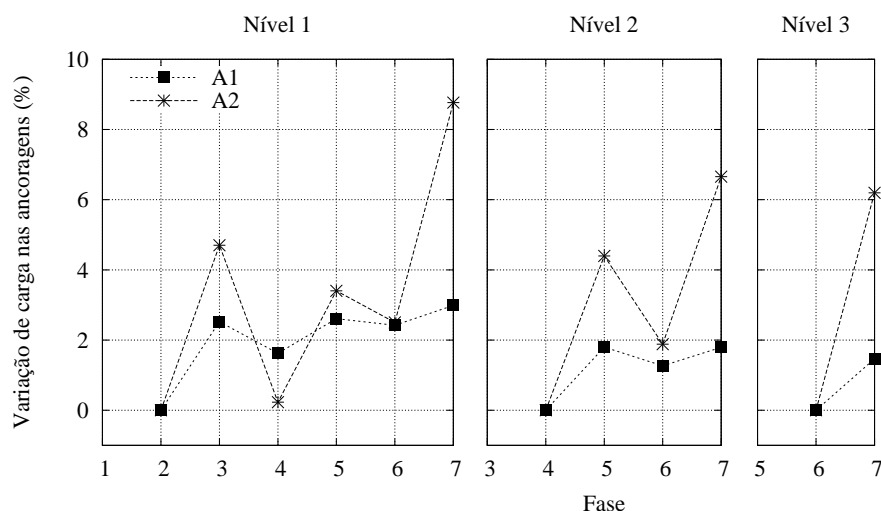


Figura 3.21: Variação de carga nas ancoragens para escavação base (o valor positivo indica aumento de carga nas ancoragens).

3.4.3 Análise dos resultados

É importante começar por referir que a escala utilizada para ilustrar os deslocamentos no solo A1 é diferente no solo A2. Este aspecto deve ser tido em consideração na comparação entre as análises de diferentes solos.

Os deslocamentos experimentados pela escavação ancorada, na fase 1, apresentam, em ambos os solos, pequenos deslocamentos com a escavação do primeiro nível. Na fase 2 é notória a influência do pré-esforço, mostrando inclusivamente na recuperação do deslocamento sofrido, chegando mesmo a deslocar-se para o interior do maciço suportado. O comportamento verificado nas fases 3 e 4, assim como as fases 5 e 6, ilustram bem o efeito da escavação (fase ímpar) e do pré-esforço (fase par). Na fase 3, devido à aplicação do pré-esforço no primeiro nível, verifica-se que os deslocamentos no topo estão de algum modo restringidos provocando um efeito de arco na cortina para o interior do maciço escavado. A recuperação dos deslocamentos devido ao pré-esforço que se verifica nas fases 2 e 4 parece, ao longo da escavação, perder alguma eficiência. Este aspecto é especialmente notório no solo A2, onde a recuperação dos deslocamentos, fase 6, é inferior à verificada nas fases 2 e 4. Tal comportamento é habitual em estruturas ancoradas, em que a função do pré-esforço constitui, sobretudo a preparação do maciço para a fase seguinte, aplicando-lhe um estado de tensão

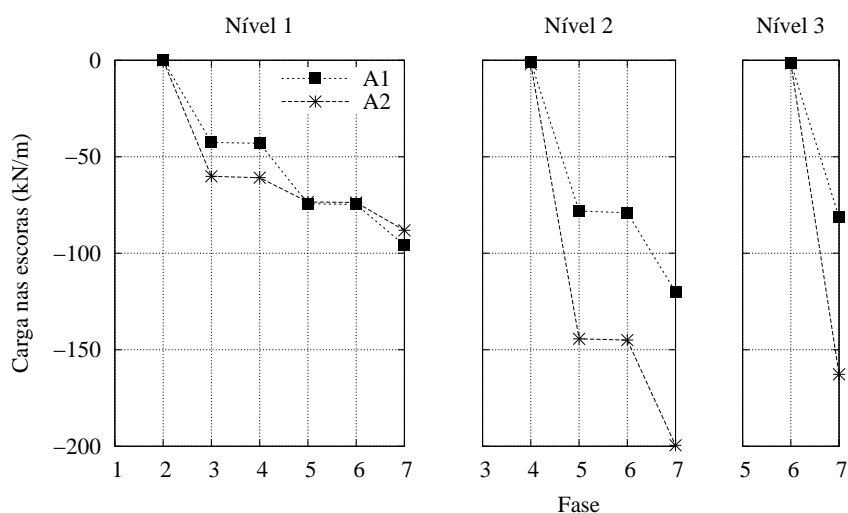


Figura 3.22: Variação de carga nas escoras para escavação base (o valor negativo indica compressão nas escoras).

mais favorável

É importante referir o significativo aumento dos deslocamentos da estrutura, assim como dos assentamentos do terreno, na última fase da escavação, onde se retira uma secção de solo com 3 m de altura (Figuras 3.19 e 3.20).

Os deslocamentos horizontais da estrutura de contenção apresentam, de modo geral, deslocamentos superiores aos assentamentos do terreno adjacente à escavação. Esta diferença é bastante evidente no solo A1 com os deslocamentos horizontais, na fase 7, cerca de cinco vezes superiores aos assentamentos do maciço suportado (Tabela 3.9).

Em relação ao comportamento da estrutura nos diferentes solos verifica-se que o solo A1, com melhores características mecânicas, apresenta deslocamentos bastante inferiores aos do solo A2. Este aspecto também explica o facto de no solo A2 se verificarem deslocamentos da cortina para o interior do maciço suportado nas fases de pré-esforço 2 e 4.

Verifica-se, pela análise da Figura 3.21, que o traçado da variação de carga nas ancoragens é crescente nas fases de escavação e decrescente nas fases de pré-esforço. Esta variação tem um valor máximo registado no primeiro nível de ancoragens de, aproximadamente, 2,5% no solo A1 e 9% no A2. As variações máximas de carga, em todos os níveis de ancoragens, verificam-se na última fase de escavação devido aos elevados deslocamentos introduzidos na estrutura com a escavação final.

É também de referir a diferença entre o traçado da variação de carga nas ancoragens do solo A1 e A2, com o solo A1 a apresentar um traçado mais homogéneo, ao contrário do solo A2.

Os momentos flectores aplicados à estrutura apresentam elevadas variações ao longo do processo construtivo, como ilustra a Figura 3.23, alternando entre momentos positivos e negativos. Os momentos flectores são na sua maioria negativos e o seu valor máximo é verificado

um pouco abaixo do local de aplicação do último nível de ancoragens executadas na respectiva fase construtiva. Verifica-se que os momentos máximos apresentam-se na última fase de construção com valores de 80 kNm/m para o solo *A1*, localizado a 11 m da superfície e 240 kNm/m para o solo *A2*, aproximadamente na mesma distância à superfície.

Relativamente aos deslocamentos da estrutura escorada é importante começar por referir que as fases de instalação das escoras (fase 2, 4 e 6) não se apresentam nos resultados visto que a sua instalação não apresentou efeitos em termos de deslocamentos. Os deslocamentos horizontais da cortina exibem uma evolução no topo bastante inferior à verificada na zona intermédia. Este facto deve-se à instalação do primeiro nível de escoras (fase 2) que restringe os deslocamentos da cortina no sentido da escavação.

Deve-se referir que, tal como na escavação ancorada, os deslocamentos horizontais máximos são superiores aos assentamentos do terreno, embora seja menos evidente essa diferença.

Em relação aos esforços aplicados às escoras verifica-se pela análise da Figura 3.22 que a escora do segundo nível é a mais solicitada em termos de esforços em ambos os solos considerados. Os valores máximos obtidos na última fase de construção pela escora de segundo nível são aproximadamente 120 kNm/m para o solo *A1* e 200 kNm/m para o *A2*. É importante referir a diferença de comportamento, no solo *A1* e *A2*, da escora do primeiro nível que no solo *A1* apresenta uma variação bastante modesta, ao contrário do que se verifica no solo *A2*.

A evolução dos momentos flectores com o decorrer da escavação está ilustrada na Figura 3.24. Os momentos máximos aplicados à cortina são negativos em todas as fases construtivas com excepção da primeira. Estes momentos máximos localizam-se, tal como para a escavação ancorada, um pouco abaixo do ponto de aplicação do sistema de apoio. Atingem-se valores de 70 kN para o solo *A1* e 200 kN para o *A2*.

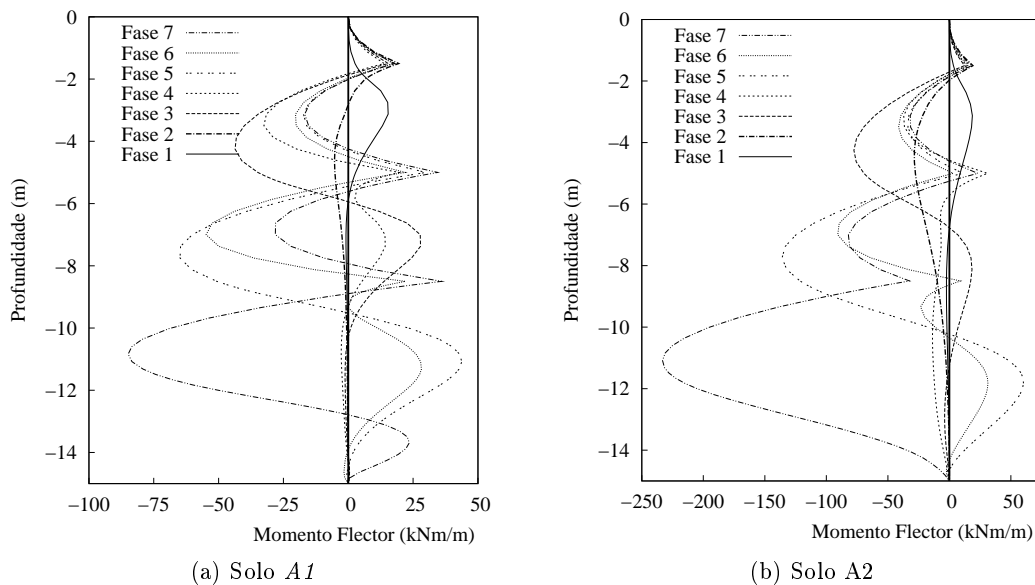


Figura 3.23: Momentos flectores na cortina ancorada: escavação base.

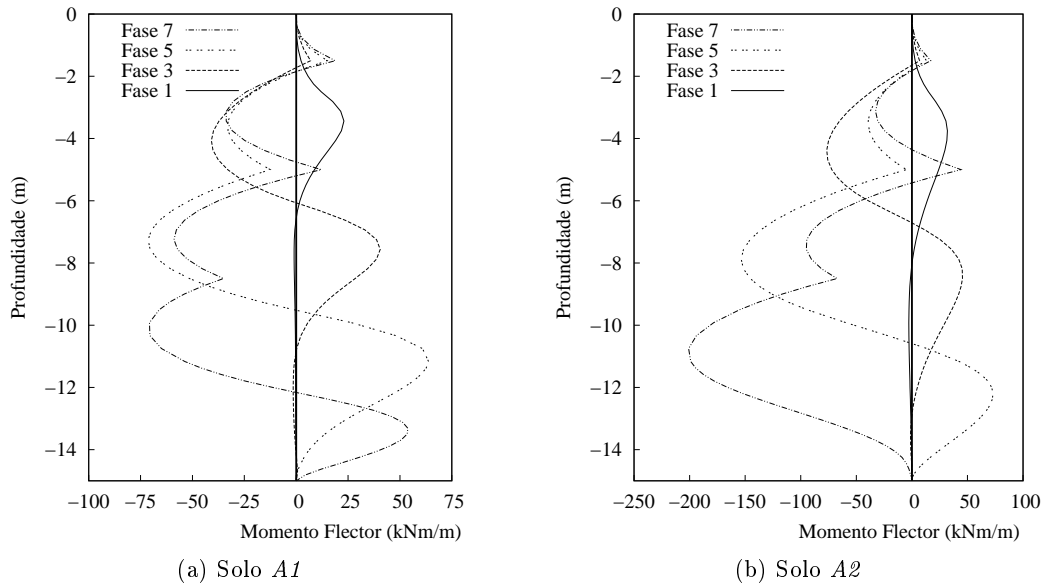


Figura 3.24: Momentos flectores na cortina escorada: escavação base.

3.5 Conclusões

No presente capítulo descreveu-se a metodologia utilizada para a modelação de estruturas de contenção através do programa de cálculo por elementos finitos Plaxis, o modelo constitutivo *hardening soil* e analisaram-se as escavações escorada e ancorada que correspondem aos casos base a adoptar nos restantes capítulos do trabalho.

Para além da obtenção dos resultados necessários para as situações base no que respeita aos deslocamentos, às variações de carga na escoras ou ancoragens e aos esforços instalados na cortina de contenção a sua análise permitiu constatar, fase a fase, o comportamento esperado para as estruturas analisadas e conferiu ao autor, para situações simples, a experiência de utilização do programa de cálculo que lhe permitiu, nos restantes capítulos, analisar as mais complexas.

Capítulo 4

Influência do método de escavação

4.1 Introdução

O método de escavação escolhido para as escavações profundas pode, à partida, influenciar o comportamento da estrutura de contenção no que diz respeito aos deslocamentos. Neste capítulo, apresentam-se estudos com o intuito de verificar esta influência. O método de escavação base, M1, é a escavação horizontal (Figura 4.1a), enquanto os restantes métodos implicam a utilização de taludes. Existe a escavação em que apenas se escava no local onde se vai aplicar a ancoragem, M2, (Figura 4.1b) e aquela em que se realiza uma escavação geral deixando apenas uma berma junto à parede, M3, (Figura 4.1c).

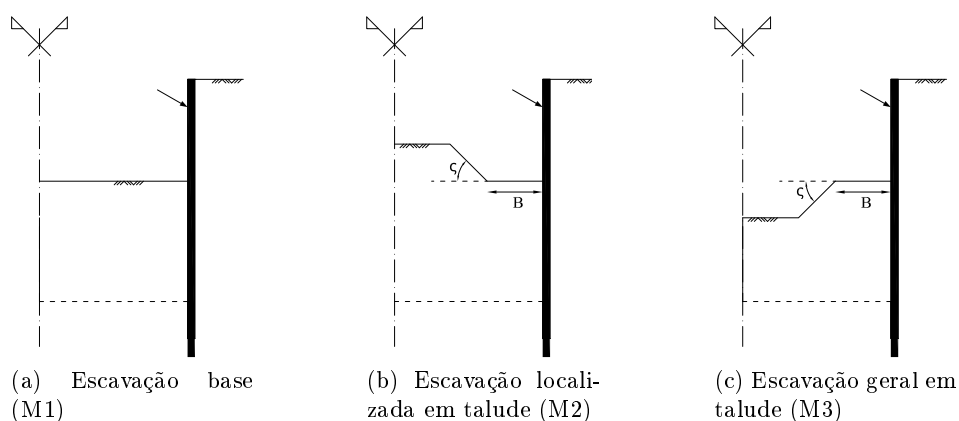


Figura 4.1: Métodos de escavação analisados.

Dentro da escavação localizada em talude estudou-se a importância de parâmetros como, a dimensão da plataforma de trabalho (B) e o ângulo do talude (ς).

4.2 Influência da realização da escavação em talude

4.2.1 Análises realizadas

Para o estudo da influência da realização da escavação em talude apresentam-se, para cada solo, três métodos de escavação descritos na secção 4.1, e Figuras 4.1a, 4.1b e 4.1c:

- Escavação horizontal, denominada por M1 (Escavação base).
- Escavação localizada em talude, denominada por M2.
- Escavação geral em talude (deixando berma junto à parede), denominada por M3.

As ilustrações e respectivos faseamentos construtivos de cada método encontram-se na Tabela 4.1 e Figuras 4.2, 4.3, 4.4.

Tabela 4.1: Faseamento construtivo adoptado para as escavações do Tipo *M1*, *M2* e *M3*

Fase	Descrição
1	Escavação do 1º nível.
2	Activação do bolbo de selagem, comprimento livre no 1º nível e aplicação do pré-esforço.
3	Escavação do 2º nível.
4	Activação do bolbo de selagem, comprimento livre no 2º nível e aplicação do pré-esforço.
5	Escavação do 3º nível.
6	Activação do bolbo de selagem, comprimento livre no 3º nível e aplicação do pré-esforço.
7	Escavação do 4º nível.

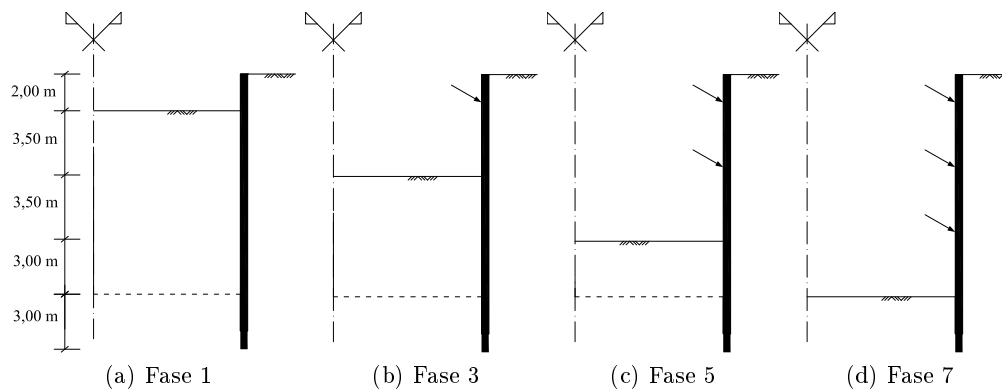


Figura 4.2: Faseamento da escavação M1.

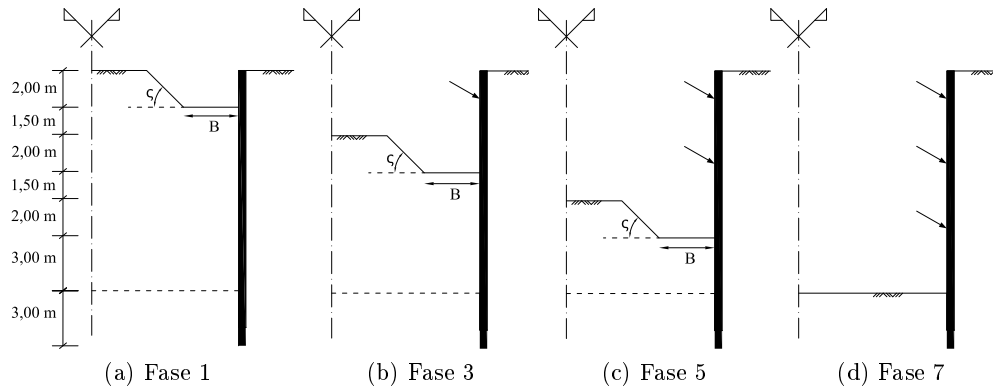


Figura 4.3: Faseamento da escavação M2.

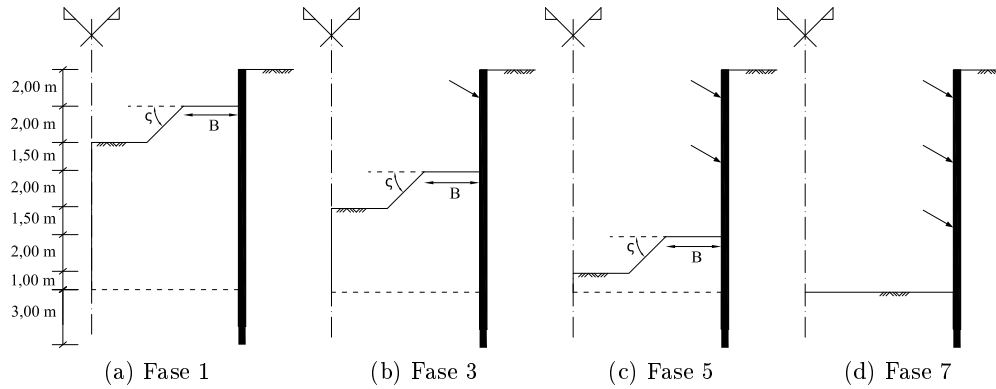
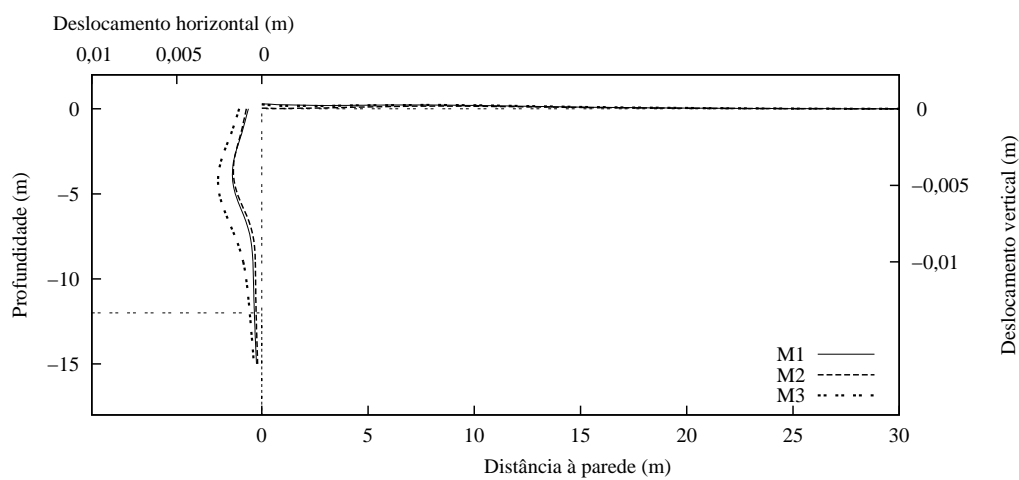


Figura 4.4: Faseamento da escavação M3.

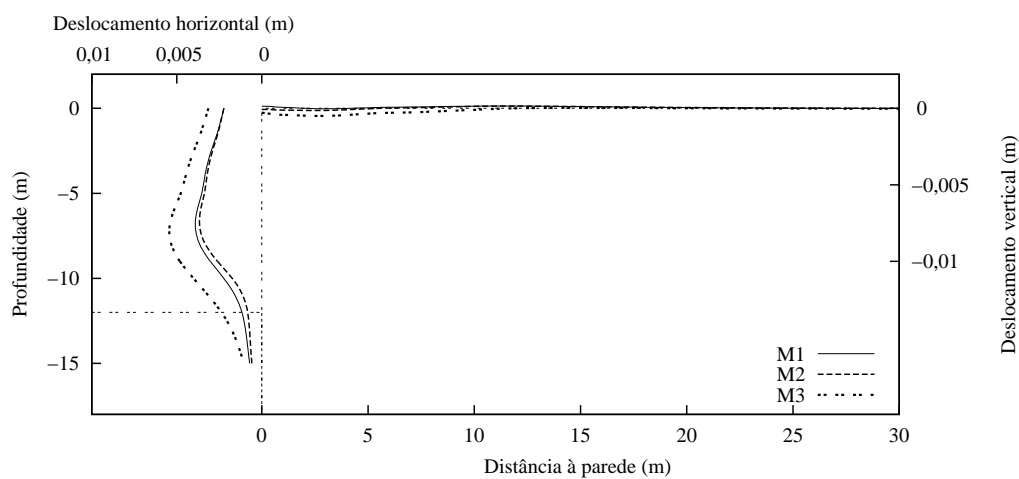
Para os métodos de escavação M2 e M3 considerou-se a largura da plataforma de trabalho B , igual a 1,5 m. O ângulo do talude ζ , toma valores de 34° no solo A1 e 30° no solo A2.

4.2.2 Resultados

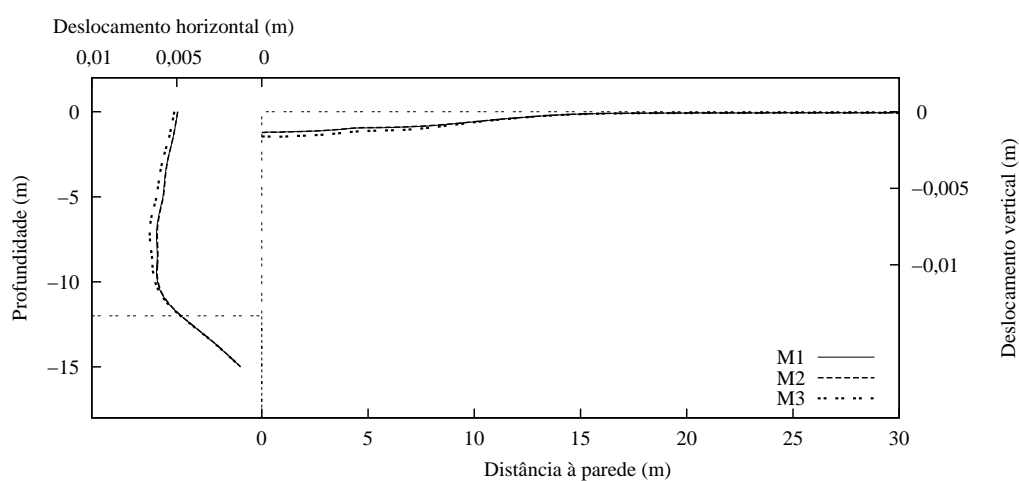
Os resultados obtidos, para os dois tipos de solo, nas as fases 3, 5 e 7 são apresentadas nas Figuras 4.5 e 4.6. Escolheram-se estas fases visto se entender que representam melhor a evolução dos deslocamentos, bem como as suas diferenças.



(a) Fase 3.

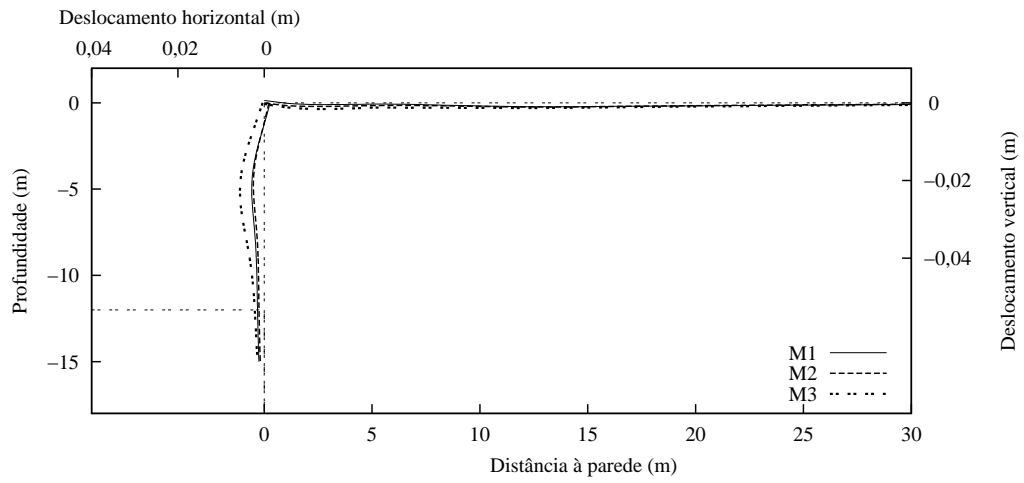


(b) Fase 5.

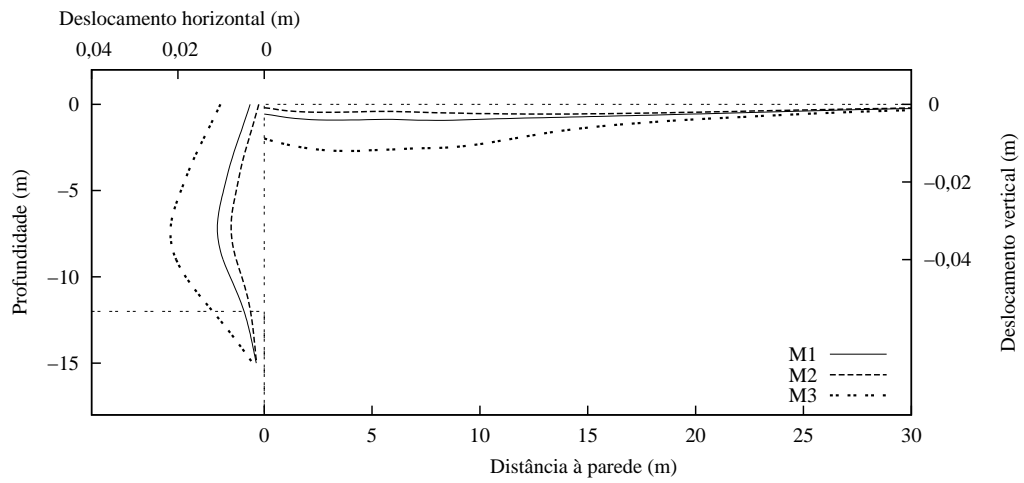


(c) Fase 7.

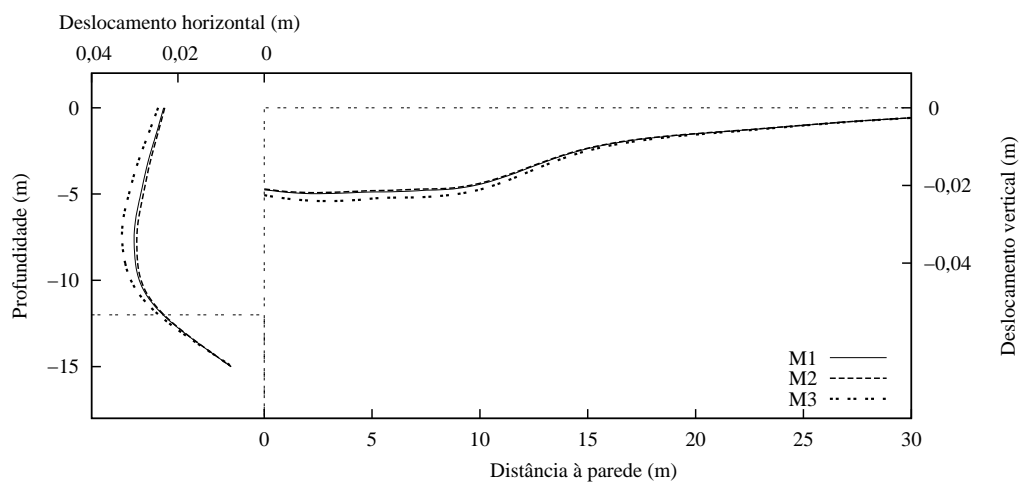
Figura 4.5: Deslocamentos horizontais da parede e deslocamentos verticais do maciço suportado para o solo A1: influência do método de escavação.



(a) Fase 3.



(b) Fase 5.



(c) Fase 7.

Figura 4.6: Deslocamentos horizontais da parede e deslocamentos verticais do maciço suportado para o solo A2: influência do método de escavação.

Tabela 4.2: Resumo dos deslocamentos máximos verificados no sistema de contenção para influência do método de escavação no solo *A1*.

Método de escavação	Máximo deslocamento horizontal			Máximo assentamento do terreno		
	Valor (m)	Distância à superfície (m)	Percentagem da altura escavada (%)	Valor (m)	Distância da cortina (m)	Percentagem da altura escavada (%)
M1	0,006	9,3	0,05	0,001	0	0,01
M2	0,006	9,3	0,05	0,001	0	0,01
M3	0,007	7,0	0,06	0,002	0	0,01

Tabela 4.3: Resumo dos deslocamentos máximos verificados no sistema de contenção para influência do método de escavação no solo *A2*.

Método de escavação	Máximo deslocamento horizontal			Máximo assentamento do terreno		
	Valor (m)	Distância à superfície (m)	Percentagem da altura escavada (%)	Valor (m)	Distância da cortina (m)	Percentagem da altura escavada (%)
M1	0,030	7,8	0,25	0,022	2,5	0,18
M2	0,030	7,8	0,25	0,022	2,2	0,18
M3	0,033	7,4	0,27	0,024	2,9	0,20

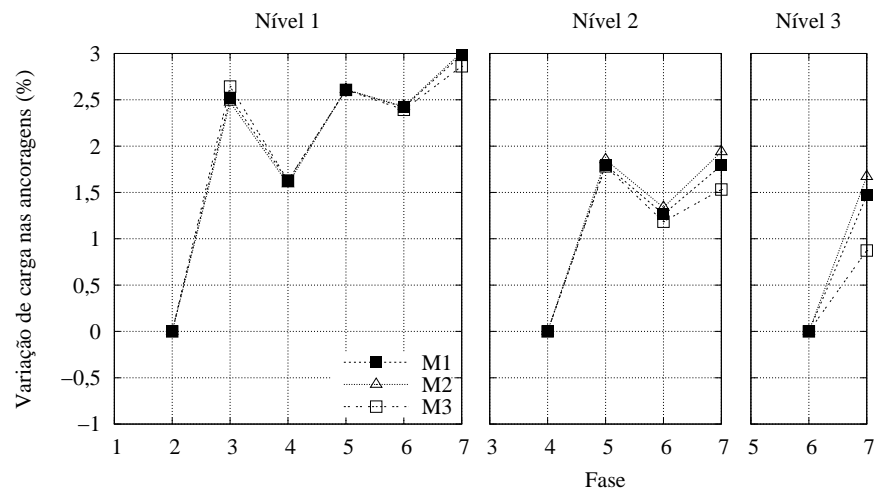
A Figura 4.7 apresenta a evolução dos esforços nas ancoragens, expressos em percentagem do valor de pré-esforço inicial, para as análises M1, M2 e M3 nos solos *A1* e *A2*, respectivamente. As análises executadas apresentam resultados típicos de uma estrutura de contenção flexível com um dimensionamento apropriado.

A Figura 4.8 diz respeito aos diagramas de momentos flectores da cortina na fase final de escavação para os solos *A1* e *A2*. Assim, como todos os aspectos analisados nos pontos anteriores, os momentos flectores entre os métodos estudados não apresentam grande disparidade entre eles.

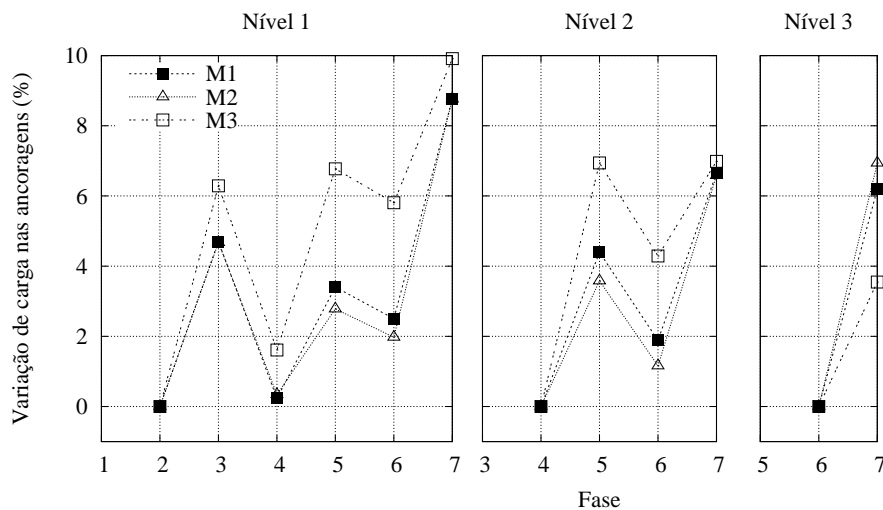
4.2.3 Análise dos resultados

A partir da análise das Figuras 4.5 e 4.6 verifica-se que, nas fases intermédias (fase 3 e 5), no que diz respeito aos deslocamentos horizontais da estrutura, o método de escavação M2 apresenta deslocamentos significativamente menores. Destacam-se também os elevados deslocamentos verificados no método M3.

A escavação final (fase 7) provoca, nos diferentes métodos, elevados deslocamentos horizontais na cortina. As diferenças entre os métodos, nas fases atrás referidas, são praticamente dissipadas. Dos métodos analisados destaca-se apenas o M3 que, tal como nas fases posteriores, apresenta o pior comportamento.



(a) Solo A1.



(b) Solo A2.

Figura 4.7: Variação de carga nas ancoragens: influência do método de escavação.

Os assentamentos verificados no maciço suportado revelam, como seria de esperar, dependência com os deslocamentos horizontais da cortina, isto é, quanto maior o deslocamento maiores serão os assentamentos.

Em relação à variação de carga nas ancoragens, de um modo geral, encontram-se resultados idênticos entre os diferentes métodos de escavação, quer no solo A1 quer no A2. Salienta-se o comportamento do método M3, que provoca deslocamentos na cortina elevados relativamente aos restantes, destacando-se dos demais também na variação de carga nas ancoragens.

Nas fases de escavação 3 e 5 verifica-se a dependência da variação da carga nas ancoragens com o deslocamento. Os métodos com maiores deslocamentos apresentam maior variação de carga. Por outro lado, no terceiro nível de ancoragens, para ambos os solos, percebe-se que, quanto maior a quantidade de solo removido na última fase, maior será a variação de carga imposta. Assim, em conjunto com os resultados dos deslocamentos, percebe-se que,

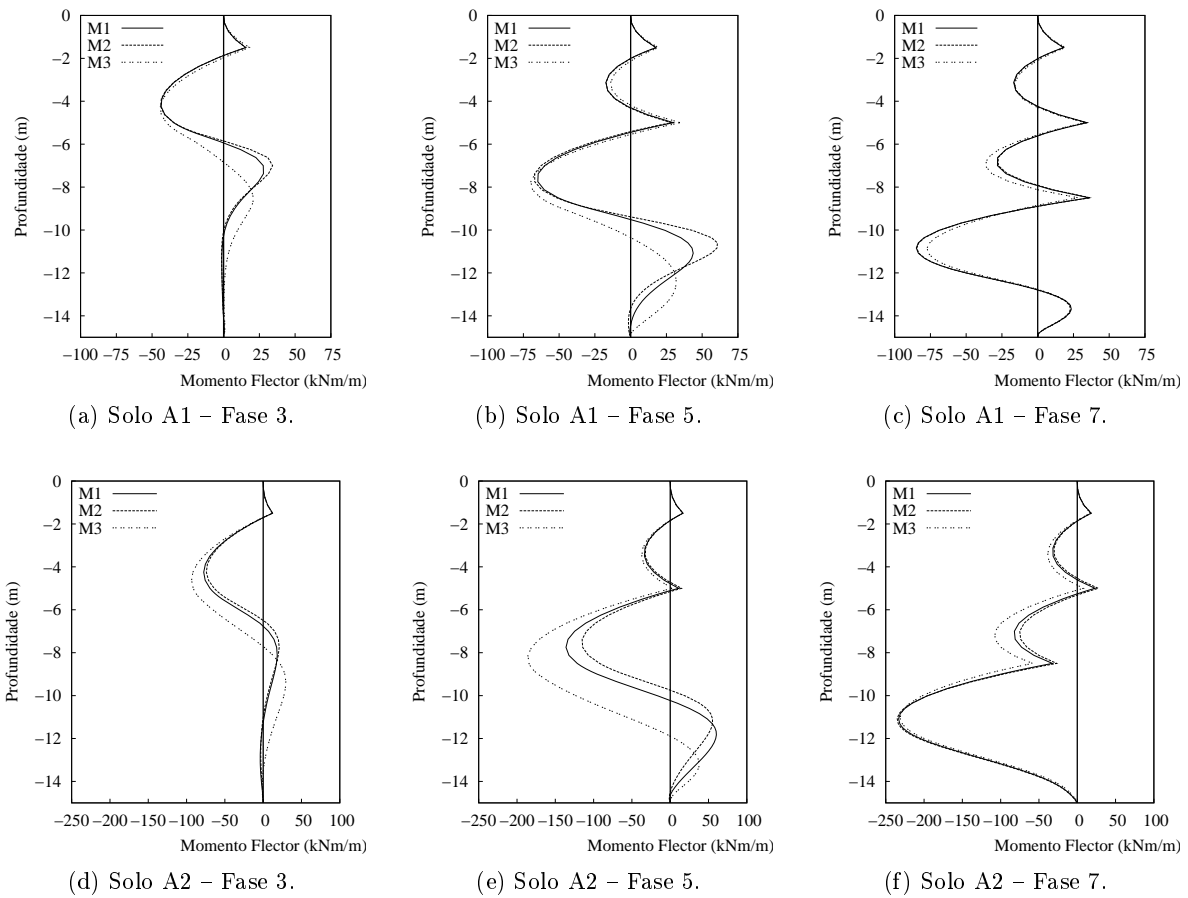


Figura 4.8: Momentos flectores na cortina ancorada: influência do método de escavação.

relativamente aos outros métodos, deslocamentos elevados estão ligados ao aumento de carga nas ancoragens.

Globalmente, os diagramas de momentos flectores, ilustrados na Figura 4.8, exibem resultados expectáveis, onde o método M3 apresenta os resultados mais divergentes dos restantes métodos. Este facto é notório, assim como nos deslocamentos e variação de carga nas ancoragens, nas análises no solo A2. Na zona superior da cortina, devido à escavação elevada nas fases iniciais, os momentos flectores apresentam valores superiores. No entanto, na zona inferior apresenta valores inferiores dos demais métodos.

Pode, assim, concluir-se que:

- nas fases de construção intermédias, em que o volume escavado é diferente para todos os métodos, os diferentes métodos apresentam algumas diferenças no que respeita aos deslocamentos, aos esforços na cortina e, em menor grau, às variações de carga nas ancoragens;
- estas diferenças são mais significativas no método M3 relativamente aos outros dois;
- os deslocamentos, os esforços na cortina e as variações de carga nas ancoragens são menores no método M2 do que no método M1;

- na última fase construtiva, em que o volume escavado é igual em todos os métodos, as diferenças são muito menores; os métodos M1 e M2 apresentam praticamente os mesmos resultados e apenas o método M3 se distingue com deslocamentos maiores e distribuições de esforços e variações de carga nas ancoragens um pouco diferentes.

Deste modo, verificando-se que o método M2 apresenta menores deslocamentos, como seria de esperar, e um comportamento globalmente mais favorável nas fases construtivas intermédias mas que na última fase construtivas estas diferenças se dissipam, procura averiguar-se na secção seguinte se outras geometrias da zona de escavação localizada produzem maior efeito no comportamento global da estrutura.

4.3 Influência da geometria da escavação localizada em talude

4.3.1 Análises realizadas

A influência da largura de uma plataforma de trabalho denominada de B e do ângulo do talude, ς , representados na Figura 4.9, é investigada nesta secção. Estes parâmetros definem a geometria da escavação a executar para o método de escavação M2.

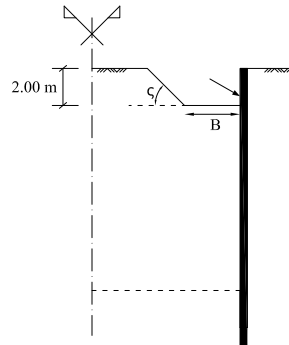


Figura 4.9: Representação dos parâmetros relativos à geometria da escavação localizada em talude.

A largura da plataforma considerada inicialmente é de $1,5\text{ m}$. Os valores de B estudados são de $0,5\text{ m}$ e $2,5\text{ m}$. Os valores de ς considerados são os utilizados no método de escavação M2: 34° no solo A1 e 30° no solo A2.

A segunda série de cálculos, em que se analisa a influência do ângulo do talude, foi necessário atribuir ao solo a escavar uma coesão efectiva de 6 kPa , de modo a conceder ao solo a capacidade necessária para examinar o talude vertical ($\varsigma = 90^\circ$). São estudados também ângulos de 45° e de 60° , ambos com coesão efectiva de 6 kPa . Para estes cálculos considerou-se a largura da plataforma de trabalho B , igual a $1,5\text{ m}$.

4.3.2 Resultados

Dado que se constatou que a influência dos parâmetros ζ e B no solo *A1* revela praticamente os mesmo resultados, na presente secção apresentam-se apenas os resultados referentes ao solo *A2*.

Na Figura 4.10 ilustram-se os deslocamentos resultantes da análise da influência da largura B .

Os deslocamentos horizontais da cortina e os assentamentos do maciço suportado, relativamente ao parâmetro ζ , apresenta-se na Figura 4.11.

A variação dos esforços nas ancoragens com a alteração da dimensão da plataforma de trabalho é apresentada na Figura 4.12.

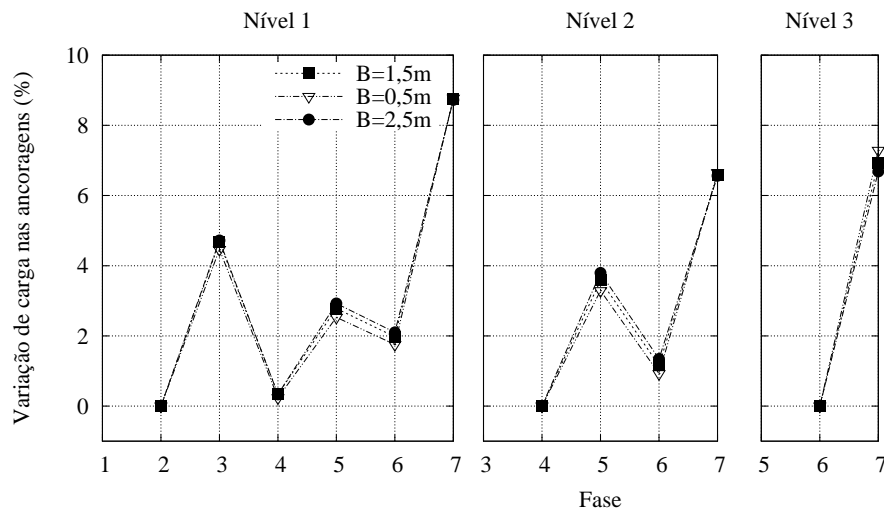
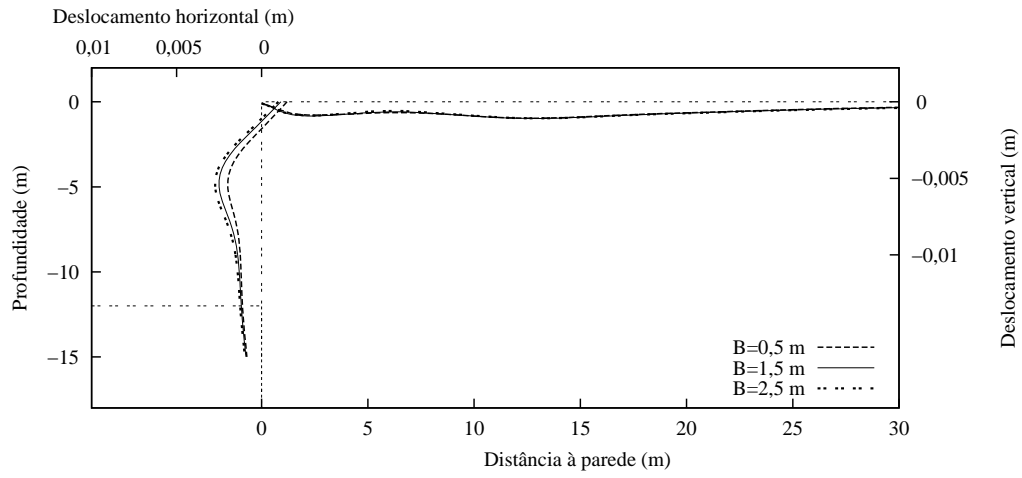
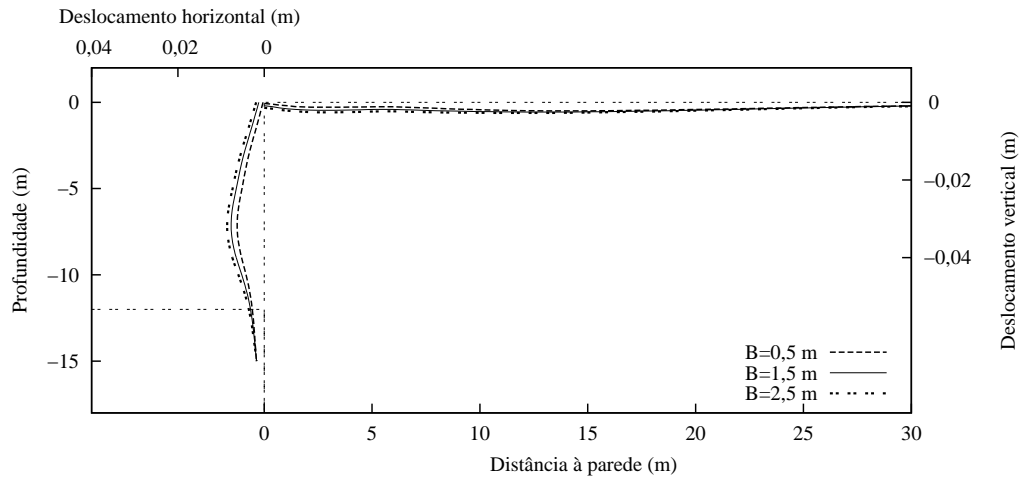


Figura 4.12: Variação de carga nas ancoragens para a análise da influência do parâmetro B no solo *A2*.

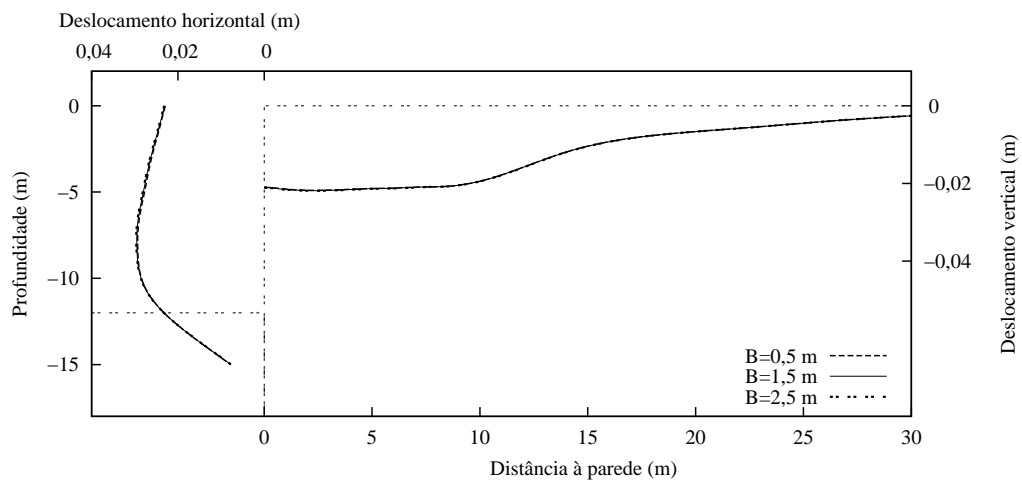
A Figura 4.13 representa a variação dos esforços nas ancoragens com a alteração do ângulo do talude.



(a) Fase 3.

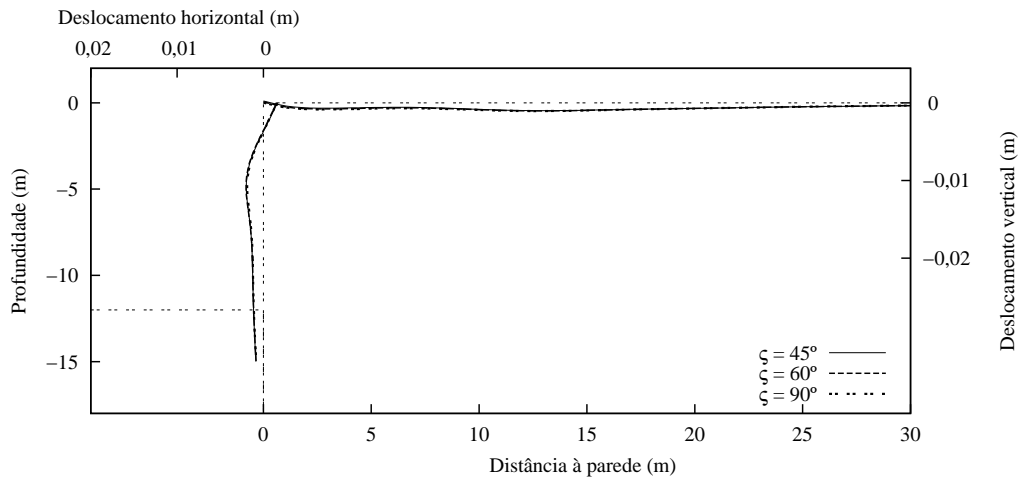


(b) Fase 5.

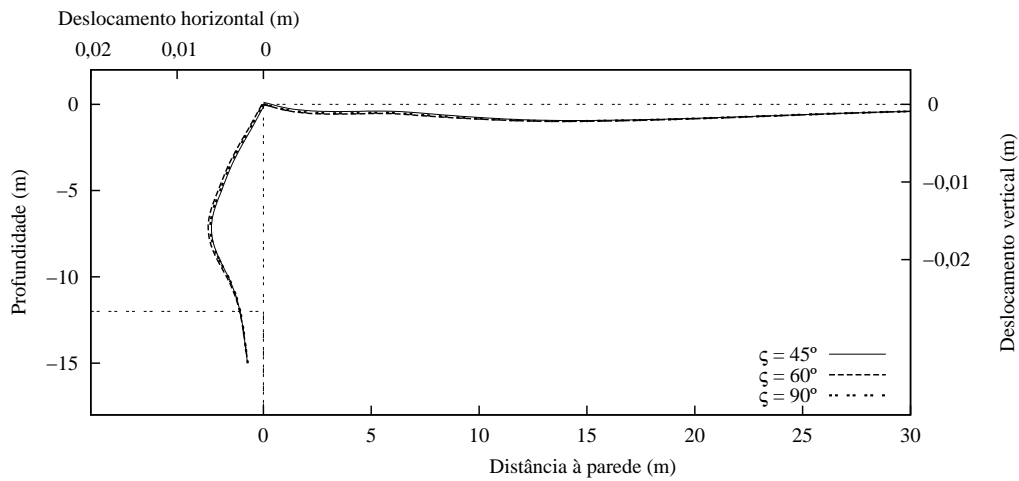


(c) Fase 7.

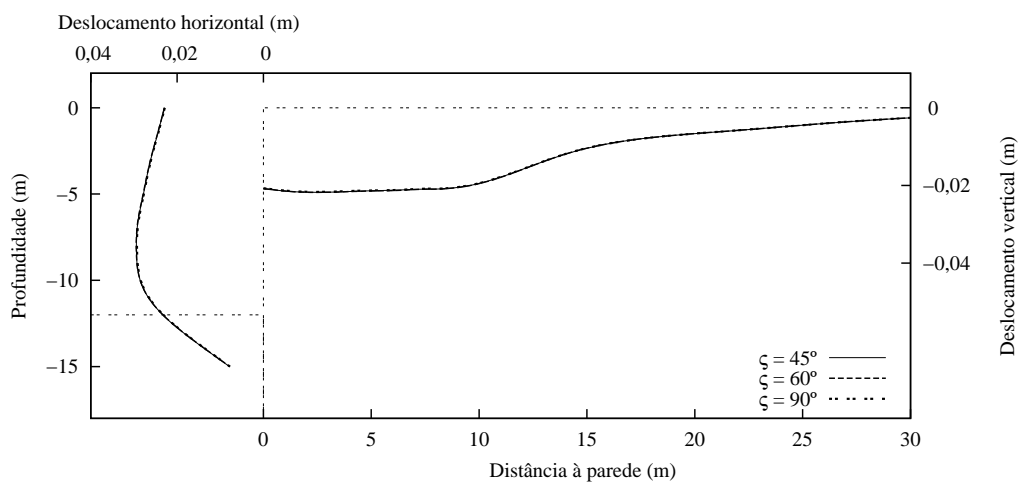
Figura 4.10: Deslocamentos horizontais da parede e deslocamentos verticais do maciço suportado para o solo A2: influência da largura da plataforma de trabalho.



(a) Fase 3.



(b) Fase 5.



(c) Fase 7.

Figura 4.11: Deslocamentos horizontais da parede e deslocamentos verticais do maciço suportado para o solo A2: influência do ângulo do talude.

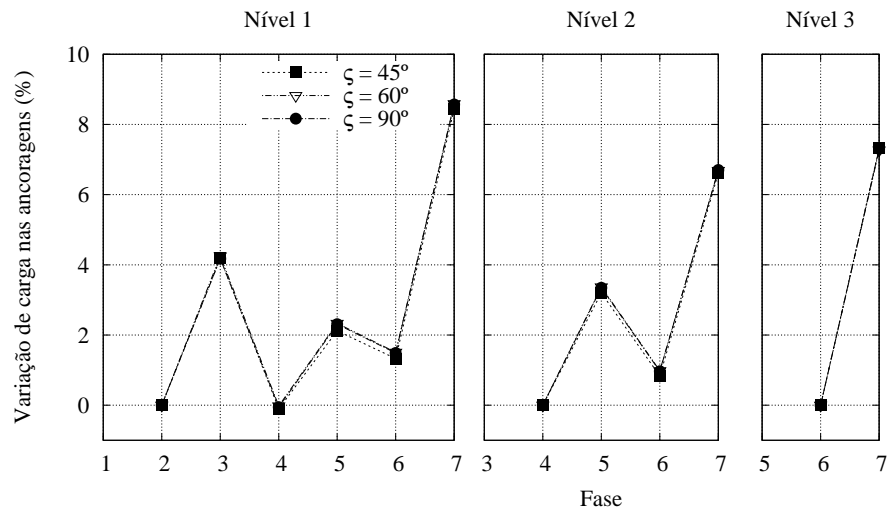


Figura 4.13: Variação de carga nas ancoragens para a análise da influência do parâmetro ς no solo A2

Os momentos flectores na estrutura, nas fases escolhidas anteriormente, com a alteração dimensão da plataforma de trabalho exhibe-se na Figura 4.15.

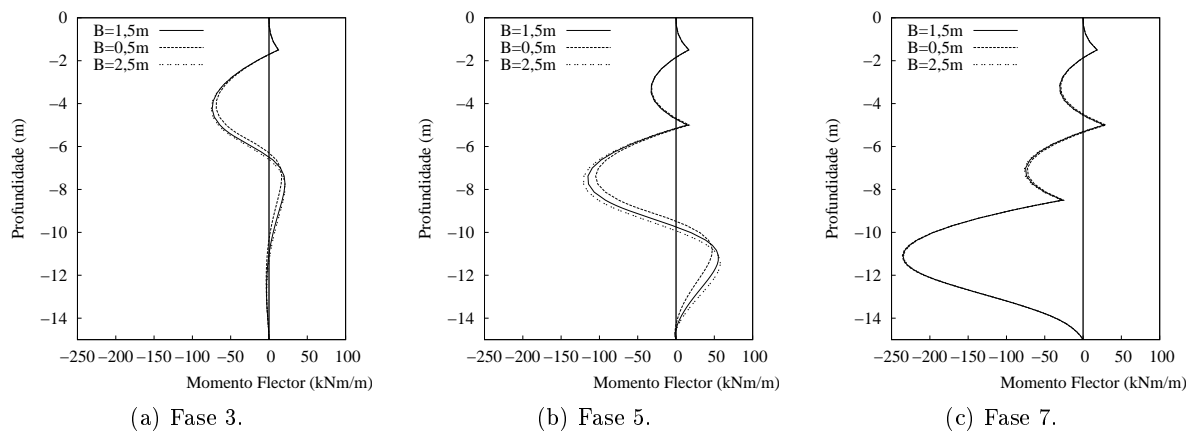


Figura 4.14: Momentos flectores na cortina para o solo A2: influência da largura da plataforma de trabalho.

Os momentos flectores na estrutura, com a alteração do ângulo do talude ilustram-se na Figura 4.15.

4.3.3 Análise dos resultados

O efeito do parâmetro B nos deslocamentos horizontais da cortina pode constatar-se nas fases iniciais (Fase 3 e 5). Como seria espectável, a menor plataforma de trabalho ($B = 0,5m$) resulta em menores deslocamentos. Efeito contrário é obtido pela plataforma com $2,5m$. Estes resultados são aplicáveis a ambos os solos considerados. No entanto, como tem sido

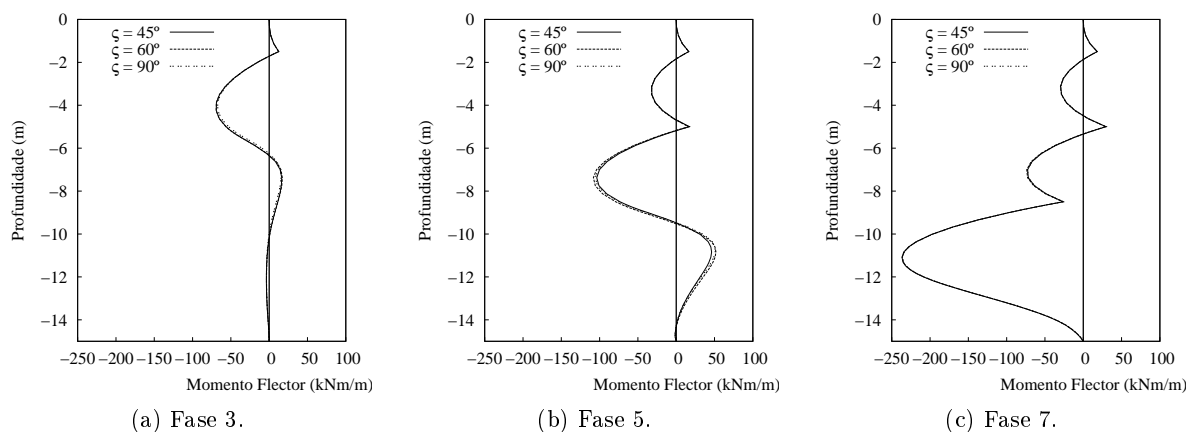


Figura 4.15: Momentos flectores na cortina ancorada para o solo A2: influência do ângulo do talude.

notado, a última fase cria uma homogeneização dos deslocamentos, retirando ao parâmetro B influência nos resultados finais.

A variação de carga nas ancoragens vai ao encontro dos resultados obtidos para os deslocamentos, com resultados praticamente coincidentes entre os diferentes valores de B .

Os momentos flectores aplicados à cortina, tal como acontece aos deslocamentos, apresenta nas fases iniciais algumas diferenças entre as diferentes dimensões da plataforma de trabalho analisadas. Assim como, na fase final os traçados dos momentos flectores são praticamente coincidentes.

No que diz respeito à influência parâmetro ζ , os resultados mostram que este não assume grande significado nos deslocamentos sofridos pela cortina, assim como na variação da carga nas ancoragens e momentos flectores aplicados à estrutura.

4.4 Conclusões

As análises de resultados realizadas neste capítulo permitem retirar as seguintes conclusões:

- nas fases intermédias o comportamento da estrutura apresenta resultados que indicam a dependência do método de escavação escolhido;
- a escavação geral em talude (M3) apresenta, de um modo geral, a solução com resultados menos positivos em termos de deslocamentos da estrutura, variação de carga nas ancoragens e momentos aplicados à cortina;
- a escavação localizada em talude (M2) apresenta melhor comportamento em ambos os solos considerados;
- na fase final o método de escavação não é um factor condicionante em termos de comportamento geral da estrutura;

- a geometria da escavação localizada em talude também não revelou diferenças significativas no comportamento da estrutura.

Capítulo 5

Influência do método de escavação: análises complementares

5.1 Introdução

Conforme se viu no capítulo anterior os resultados de deslocamentos, variações de carga nas ancoragens e esforços na cortina obtidos pelos métodos M1 e M2 são muito semelhantes para a última fase construtiva. No entanto, a adopção de um método do tipo do M2 visa minimizar a escavação realizada antes da fase de pré-esforço e, logo, minimizar os deslocamentos. Verificou-se que este objectivo é, de alguma forma, conseguido nas fases intermédias mas não, como se viu, na fase final. Os menores deslocamentos obtidos para o método M2 nas fases intermédias são, sobretudo, atribuíveis ao menor volume de escavação nessas fases. Este facto levanta, assim, a questão de como se compararia o método M2 com o M1 se, nessas fases intermédias, o volume escavado fosse o mesmo, isolando assim o efeito do método propriamente dito do efeito do volume escavado. Para responder a esta questão compara-se no presente capítulo, na secção seguinte, o método M1 com variantes aos métodos M2 e M1, designados por M4 e M5 que perseguem os mesmos objectivos mas têm nas fases intermédias volumes escavados iguais.

5.2 Influência da realização da escavação e pré-esforço em painéis alternados e de uma variante da escavação localizada em talude

5.2.1 Análises realizadas

A variante do método de escavação M2, analisado no Capítulo anterior, denominada de M4, tem como principal diferença a inclusão de uma fase construtiva a cada nível de escavação. O faseamento construtivo deste método encontra-se na Tabela 5.1. A fase acrescentada simula a remoção do talude com 60° , representado a sombreado na Figura 5.1. Para este caso

particular, de forma análoga ao relatado em 4.3.1, atribuiu-se ao solo a escavar (e apenas a esta parte do solo) uma coesão efectiva de 6 kPa , de modo a lhe conceder a capacidade suficiente para se executar o talude com a inclinação desejada. A adopção de um ângulo de 60° superior ao adoptado no método M2 destina-se a minimizar, conforme referido, o volume de escavação antes da execução das ancoragens.

Tabela 5.1: Faseamento construtivo adoptado para as escavações do Tipo M4.

Fase	Descrição
1	Escavação do 1º nível.
2	Activação do bolbo de selagem, comprimento livre no 1º nível e aplicação do pré-esforço.
2a	Escavação da zona sombreada.
3	Escavação do 2º nível.
4	Activação do bolbo de selagem, comprimento livre no 2º nível e aplicação do pré-esforço.
4a	Escavação da zona sombreada.
5	Escavação do 3º nível.
6	Activação do bolbo de selagem, comprimento livre no 3º nível e aplicação do pré-esforço.
6a	Escavação da zona sombreada.
7	Escavação do 4º nível.

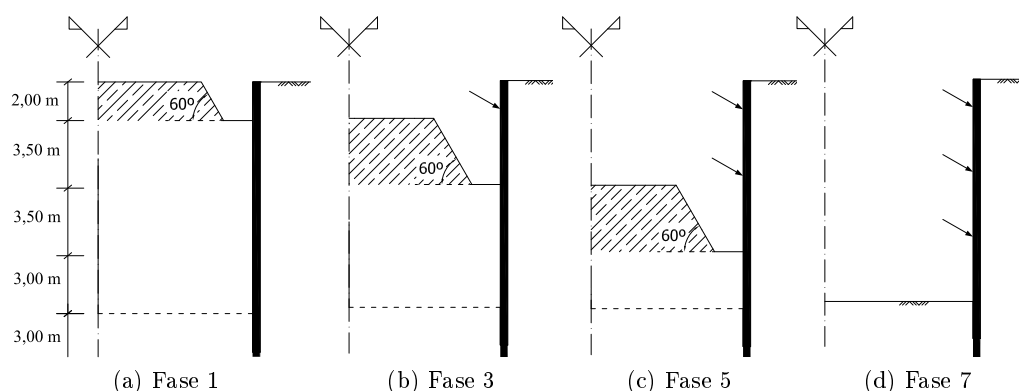


Figura 5.1: Faseamento da escavação M4.

O método M5 é uma variante ao método M1 que, como também referido, visa igualmente simular um volume escavado reduzido antes da execução das ancoragens. Pretende, com as limitações de um modelo de cálculo 2D (que é o utilizado no presente trabalho), modelar a realização de escavação em painéis alternados, que é uma prática habitual na escavação em estruturas de contenção tipo “Berlim”. Este método consiste, numa primeira fase, na escavação de modo alternado conforme se ilustra na Figura 5.2. Após esta fase aplica-se pré-esforço nas zonas da parede expostas pela escavação que se designarão por painéis primários. Em seguida, remove-se o restante solo e aplica-se o restante pré-esforço, nas zonas da parede entretanto expostas (painéis secundários). Esta sequência é utilizada para os três níveis de ancoragens

considerados e encontra-se descrita na Tabela 5.2.

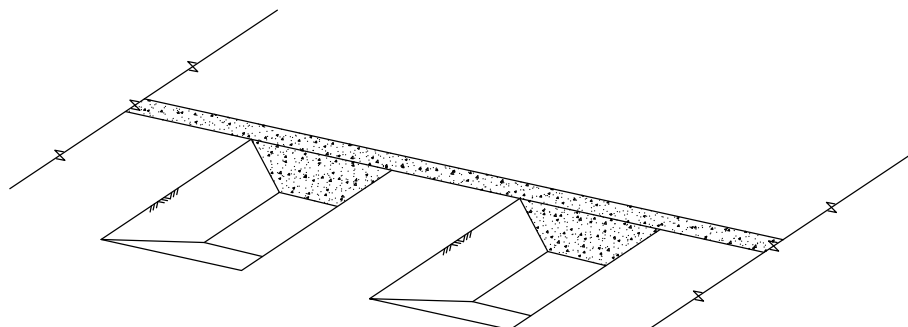


Figura 5.2: Método de escavação M5

Visto tratar-se de uma análise bidimensional, não é possível modelar este método de escavação exactamente como descrito. Simulou-se, assim, a primeira escavação de cada nível através da libertação de metade das tensões que o solo a escavar aplica à fronteira da escavação. Na fase de pré-esforço que se segue aplica-se metade do pré-esforço das ancoragens em cada nível, procedendo-se de modo análogo aos restantes escavação e pré-esforço.

5.2.2 Resultados

Os deslocamentos obtidos para os métodos M4 e M5 nos solos considerados encontram-se nas Figuras 5.4 e 5.5.

As fases escolhidas para esta análise são fases em que foi escavado o mesmo volume e se encontra aplicado o mesmo pré-esforço. As fases nesta circunstâncias são as 2, 4, 6 e 7 (M1 e M5) e as 2a, 4a, 6a e 7 (M4) e encontram-se representadas na Figura 5.3. Os gráficos das Figuras 5.4 e 5.5 mostram apenas as fases 4, 6 e 7.

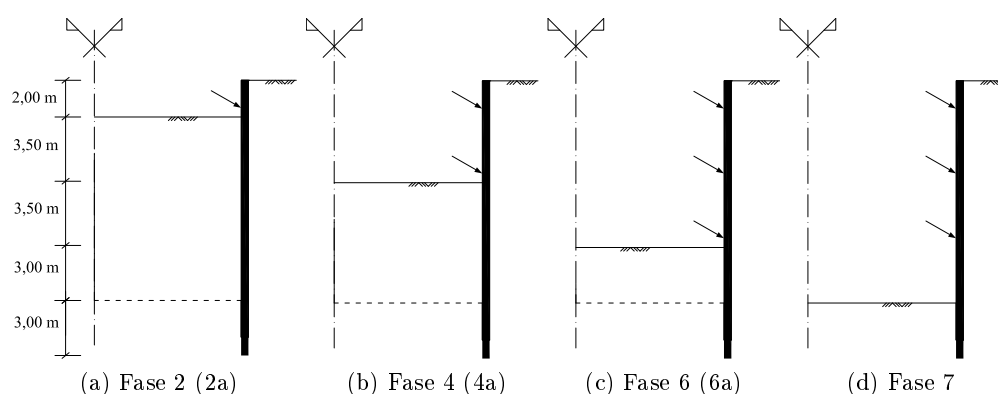
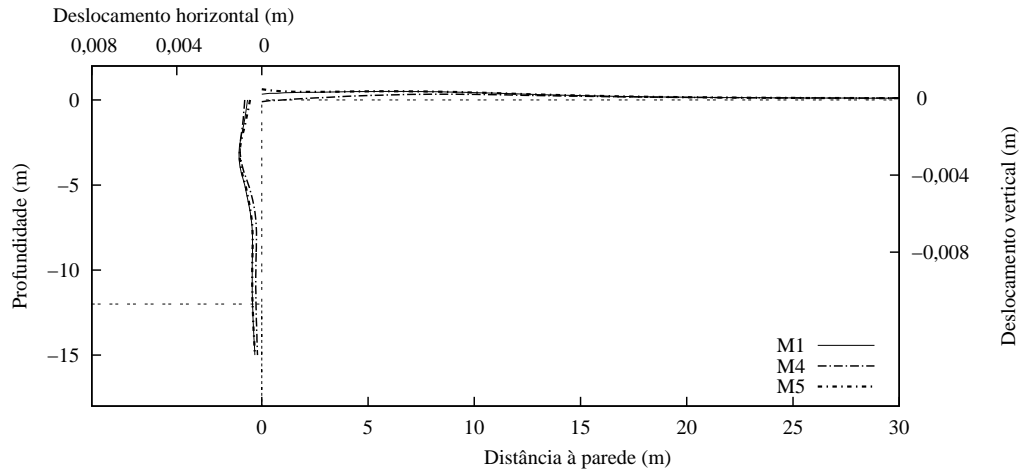


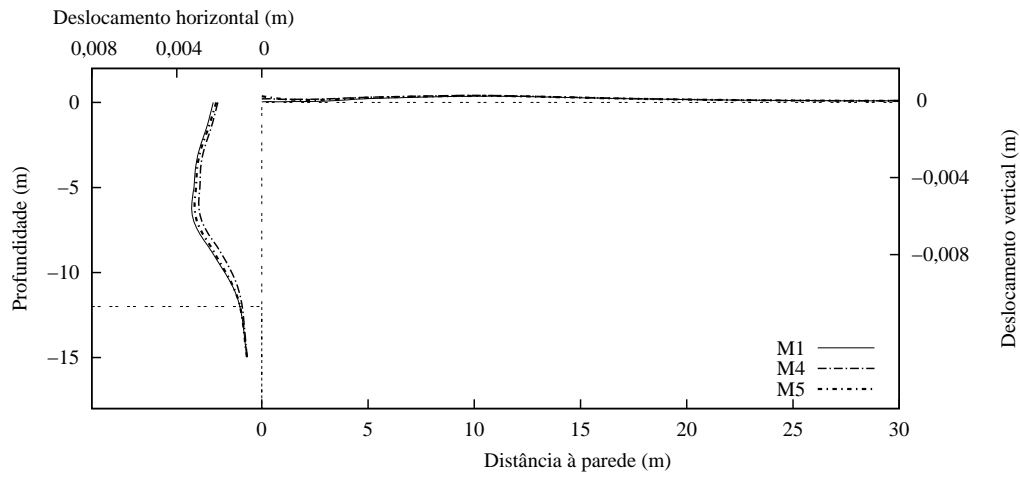
Figura 5.3: Fases usadas para comparação de resultados dos métodos M1, M4 e M5. As fases correspondentes ao método M4 encontram-se indicadas entre parêntesis.

A variação dos esforços nas ancoragens, para os solos considerados, é apresentada na Figura 5.6.

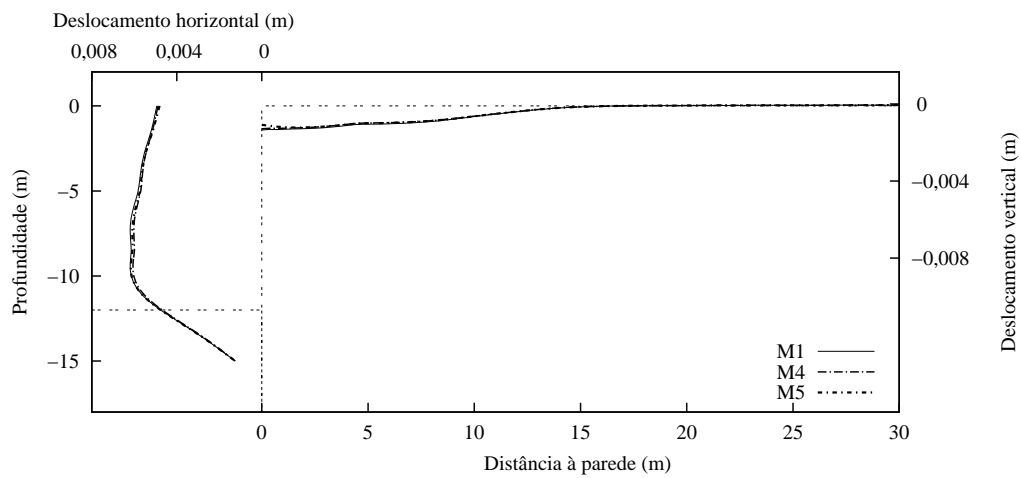
O traçado dos momentos flectores, nas fases escolhidas anteriormente, está representada na Figura 5.7.



(a) Fase 4.

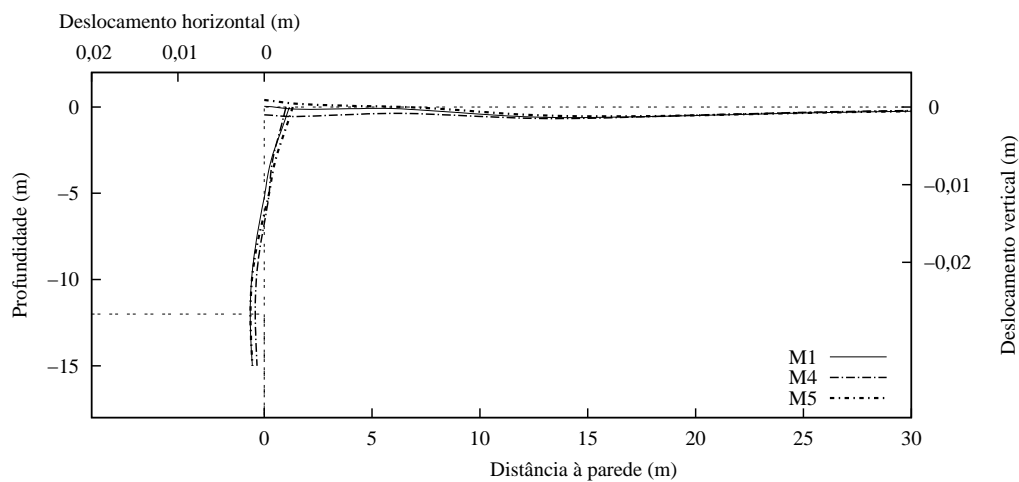


(b) Fase 6.

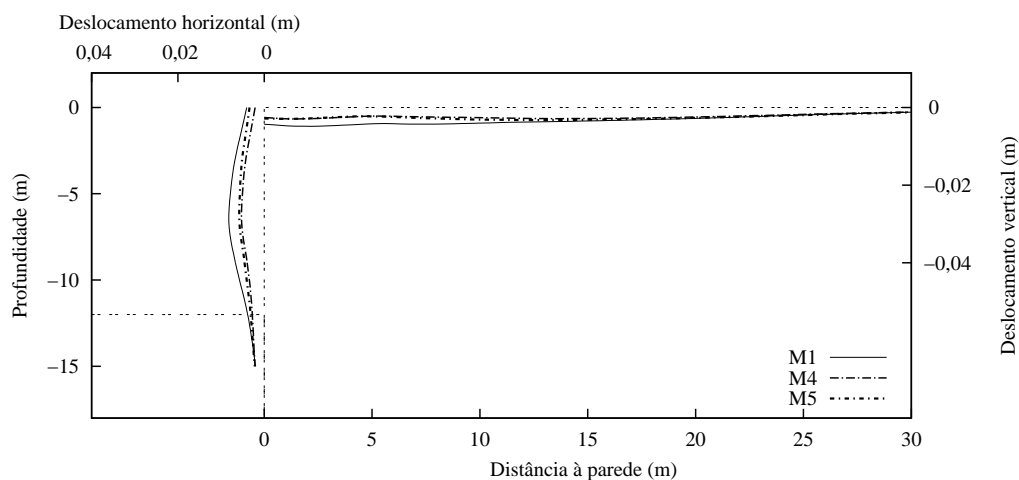


(c) Fase 7.

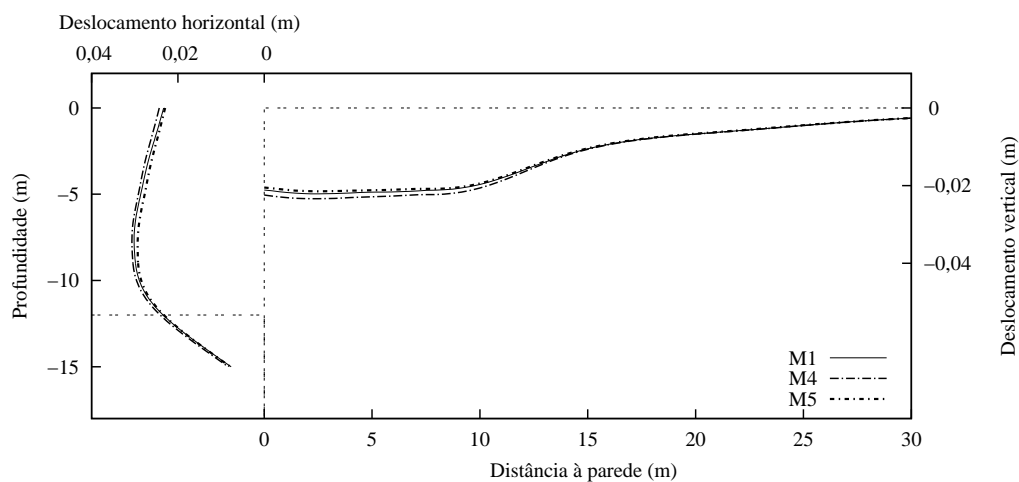
Figura 5.4: Deslocamentos horizontais da parede e deslocamentos verticais do maciço suportado para o solo A1: influência dos métodos M4 e M5.



(a) Fase 4.



(b) Fase 6.



(c) Fase 7.

Figura 5.5: Deslocamentos horizontais da parede e deslocamentos verticais do maciço suportado para o solo A2: influência dos métodos M4 e M5.

Tabela 5.2: Faseamento construtivo adoptado para as escavações do Tipo M5

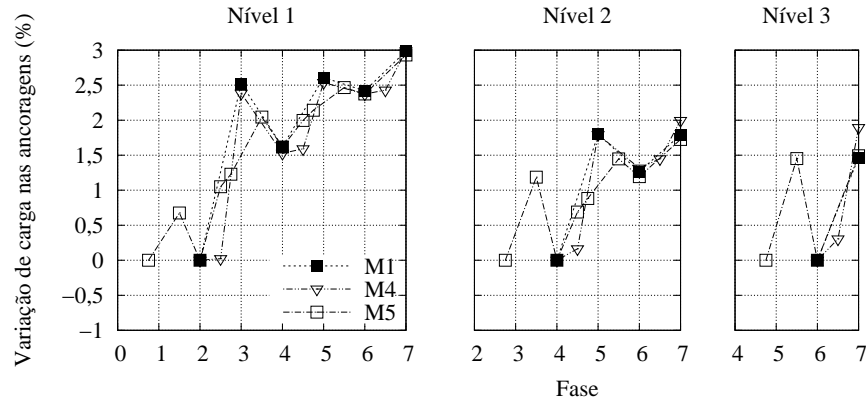
Fase	Descrição
1a	Escavação do 1º nível, por painéis alternados.
1b	Activação do bolbo de selagem, comprimento livre nos painéis primários no 1º nível e aplicação do pré-esforço.
1c	Escavação dos painéis secundários do 1º nível.
2	Activação do bolbo de selagem, comprimento livre nos painéis secundários no 1º nível e aplicação do pré-esforço.
3a	Escavação do 2º nível, por painéis alternados.
3b	Activação do bolbo de selagem, comprimento livre nos painéis primários no 2º nível e aplicação do pré-esforço.
3c	Escavação dos painéis secundários do 2º nível.
4	Activação do bolbo de selagem, comprimento livre nos painéis secundários no 2º nível e aplicação do pré-esforço.
5a	Escavação do 3º nível, por painéis alternados.
5b	Activação do bolbo de selagem, comprimento livre nos painéis primários no 3º nível e aplicação do pré-esforço.
5c	Escavação dos painéis secundários do 3º nível.
6	Activação do bolbo de selagem, comprimento livre nos painéis secundários no 3º nível e aplicação do pré-esforço.
7	Escavação do último nível.

5.2.3 Análise dos resultados

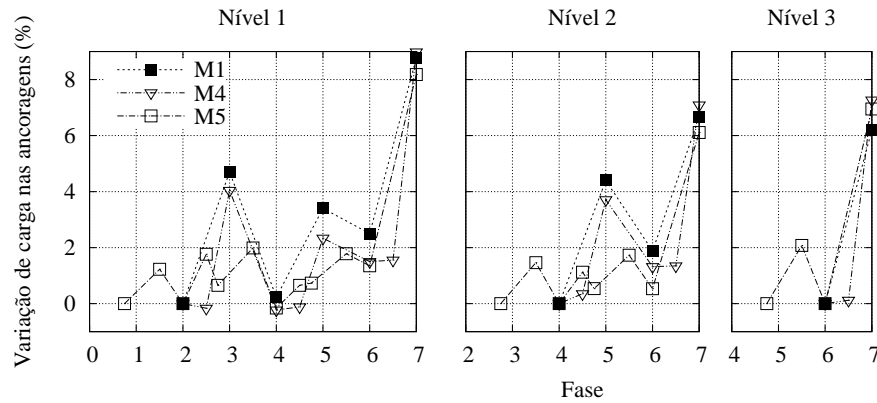
As Figuras 5.4 e 5.5, referentes aos deslocamentos do método de escavação M5 e M1, exibem deslocamentos praticamente coincidentes, em especial no solo *A1*. Para o solo *A2*, nas fases 4 e 6, percebe-se que os deslocamentos horizontais da cortina são superiores no M1. A fase 7 ilustra deslocamentos quase coincidentes, embora, com menores deslocamentos no método M5.

Em relação aos assentamentos, visto que se comparam as fases de aplicação de pré-esforço, é exibido um empolamento do solo na fase 4, com o método M5 a apresentar um valor superior. Os resultados obtidos para o solo *A2* manifestam resultados semelhantes aos do solo *A1*, contudo, com uma ordem de grandeza mais reduzida, ao ponto de ser praticamente coincidentes na última fase.

As variação da carga nas ancoragens durante a execução da escavação para os métodos sob investigação, ilustrada na Figura 5.6, sugere que a evolução da variação de carga nas ancoragens no método M5, para todos os níveis de aplicação de pré-esforço, desenvolve-se de um modo mais controlado, ou seja, sem os picos de variação obtidos no M1. Contudo,



(a) Solo A1.



(b) Solo A2.

Figura 5.6: Variação de carga nas ancoragens para a análise da influência dos métodos M4 e M5 (as fases correspondentes a valores não inteiros correspondem a fases intermédias - ver Tabelas 5.1 e 5.2).

comparando as variações na fase final, os valores, para cada método, são bastante semelhantes.

Os momentos flectores nas fases 4, 6 e 7, apresentados na Figura 5.7, permitem observar que, tal como nos pontos anteriores, os momentos transmitidos à cortina são idênticos entre os métodos em estudo. Porém, é importante referir que, apesar de semelhantes, os valores na zona superior e inferior da cortina são mais elevados para o método M5. Por outro lado, a uma distância à superfície intermédia (7 m), obteve-se a maior diferença entre os dois métodos com o M5 a registar momentos flectores inferiores.

É de notar que, como vem sendo habitual nas análises nos solo A2, na última fase de construção apresentam essencialmente momentos negativos.

Em resumo, constata-se assim, que no caso dos métodos M4 e M5, apesar de nas fases intermédias (a fase 6 mostra-o melhor do que as restantes) os deslocamentos serem menores do que os do método M1, são-no em valor muito pequeno. E, por outro lado, na última fase, são praticamente indistinguíveis. Para as situações analisadas o recurso aos métodos M4 e M5, que deveriam reduzir os deslocamentos, mostra-se, na prática, inútil. Procura-se na secção seguinte analisar a possível existência de outros parâmetros que afectem as diferenças entre

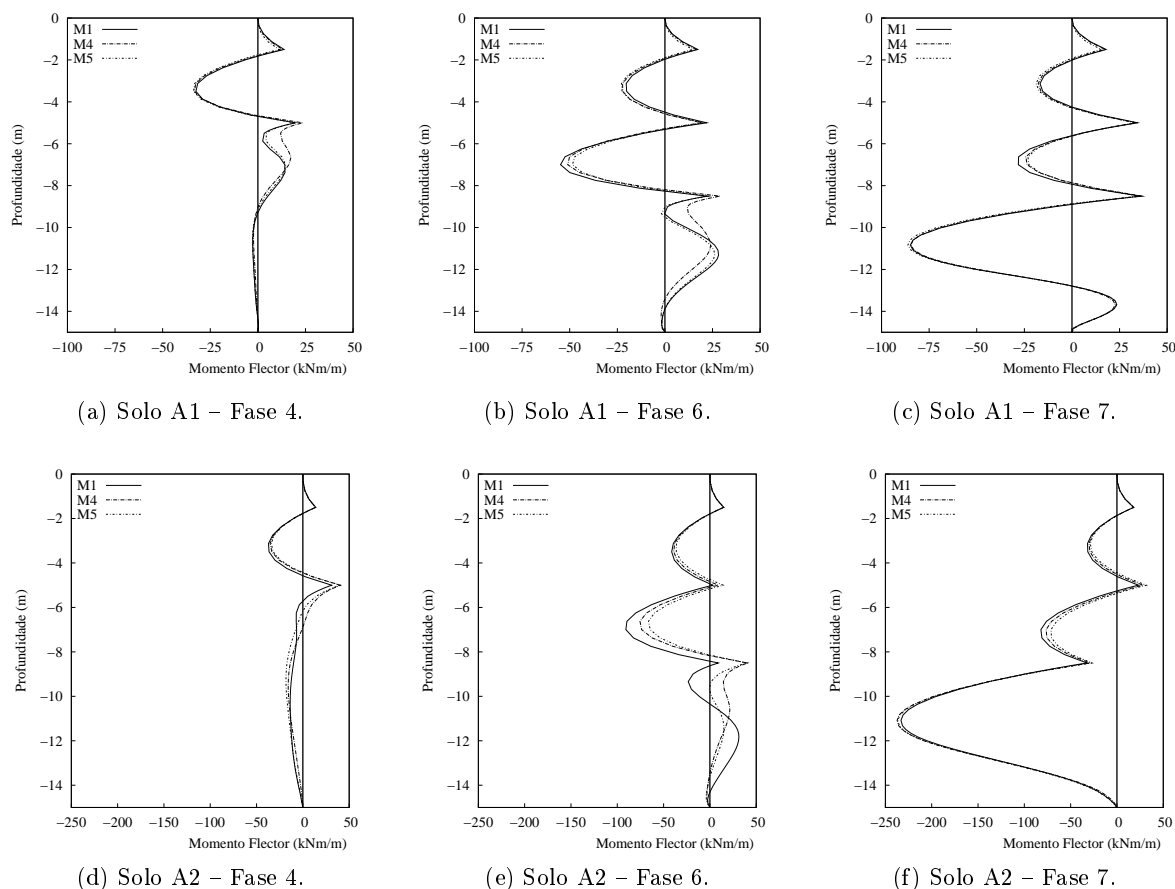


Figura 5.7: Momentos flectores na cortina ancorada: influência dos métodos M4 e M5.

os resultados obtidos pelos métodos iniciais M1 e M2 através da realização de um conjunto de cálculos variantes.

5.3 Cálculos para avaliar a influência da minimização do efeito da última fase

5.3.1 Introdução

Na secção anterior verificou-se que as diferenças entre o método M1 e os métodos M4 e M5 são quase inexistentes na última fase e pequenas nas intermédias. Por outro lado, tinha-se verificado no Capítulo 4 que as diferenças entre os métodos M1 e M2 eram inexistentes na última fase e tinham algum significado nas fases intermédias.

Na presente secção aplica-se os métodos M1 e M2 num conjunto de cálculos variantes que visam, sobretudo, minimizar a influência da última fase nos resultados, uma vez que se verificou que é nesta última fase que os cálculos anteriormente apresentados passam da existência de algumas diferenças para a quase coincidência. Esses cálculos variantes incidem sobre a distribuição de pré-esforço, o nível de pré-esforço, a altura enterrada e a rigidez da

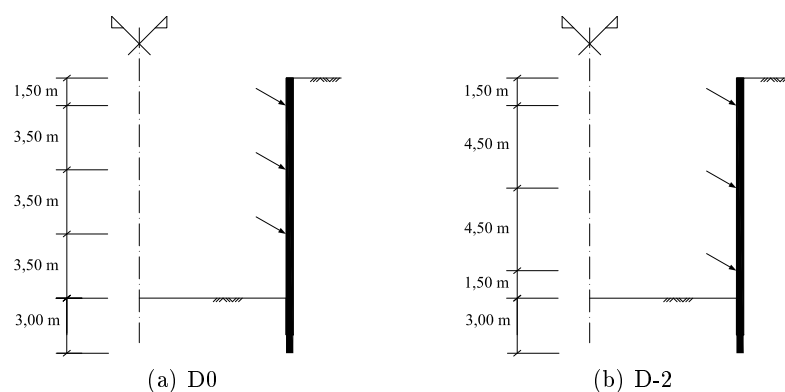


Figura 5.8: Distribuições consideradas para os cálculos variantes.

cortina.

5.3.2 Análises realizadas

De modo a compreender, em várias circunstâncias a influência do método de escavação, realizaram-se vários cálculos considerando o solo *A2*. A escolha deste solo prende-se com os resultados obtidos no Capítulo 4, que revelam diferenças mais significativas entre os métodos de escavação M1 e M2.

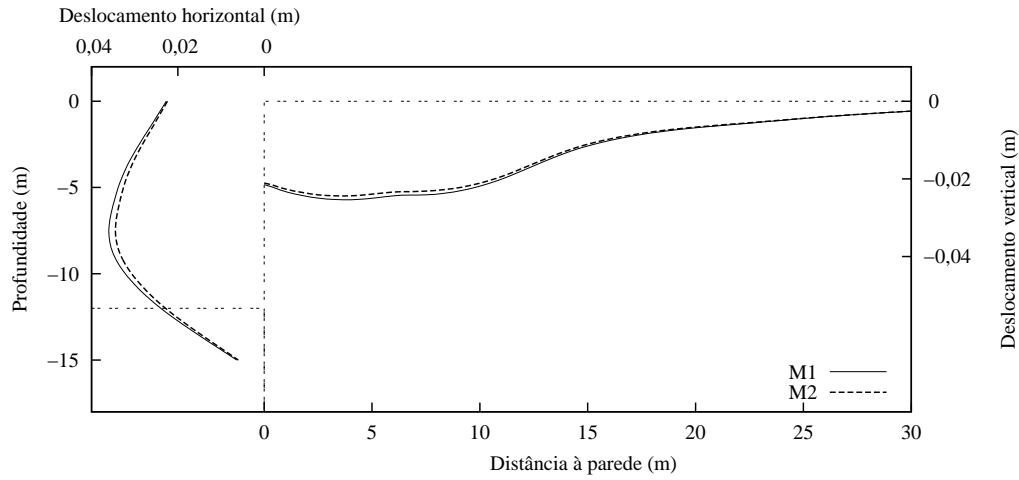
Verificou-se a influência da utilização do método de escavação M1 e M2 considerando as características sintetizadas na Tabela 5.4.

Tabela 5.4: Síntese dos cálculos efectuados no estudo paramétrico.

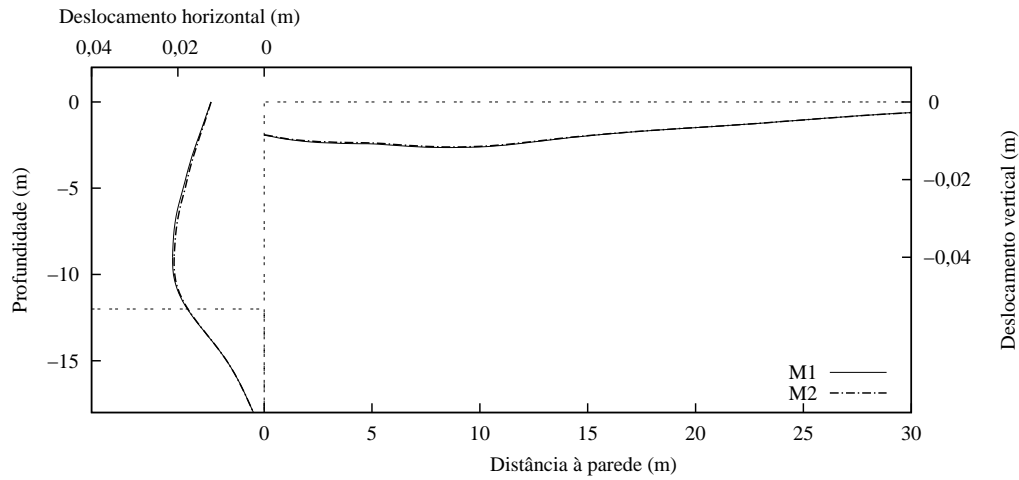
Método de escavação	Variante	Distribuição de pré-esforço	Altura enterrada	Nível de pré-esforço	Rigidez da cortina
M1 e M2	-	D0 (ver Figura 5.8)	0,25H	N (ver Secção 3.3 Tabela 3.4)	EA e EI (ver Secção 3.3)
M1 e M2	C1	D-2	0,25H	N	EA e EI
	C2	D0	0,5H	N	EA e EI
	C3	D-2	0,5H	N	EA e EI
	C4	D-2	0,5H	1,5N	EA e EI
	C5	D-2	0,5H	1,5N	0,5EA e 0,1EI
	C6	D-2	0,5H	1,5N	2EA e 10EI

5.3.3 Resultados

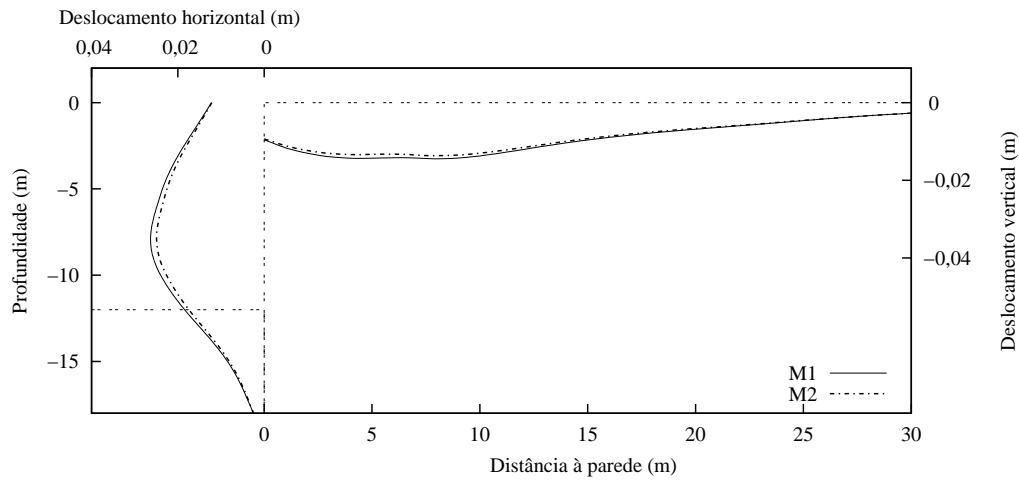
As Figuras 5.9 a 5.10 mostram os deslocamentos resultantes das análises variantes denominadas por C1, C2, C3, C4, C5 e C6 na fase 7.



(a) Deslocamentos horizontais da parede e deslocamentos verticais do maciço suportado: influência do método de escavação com as características da variante C1 na fase 7.

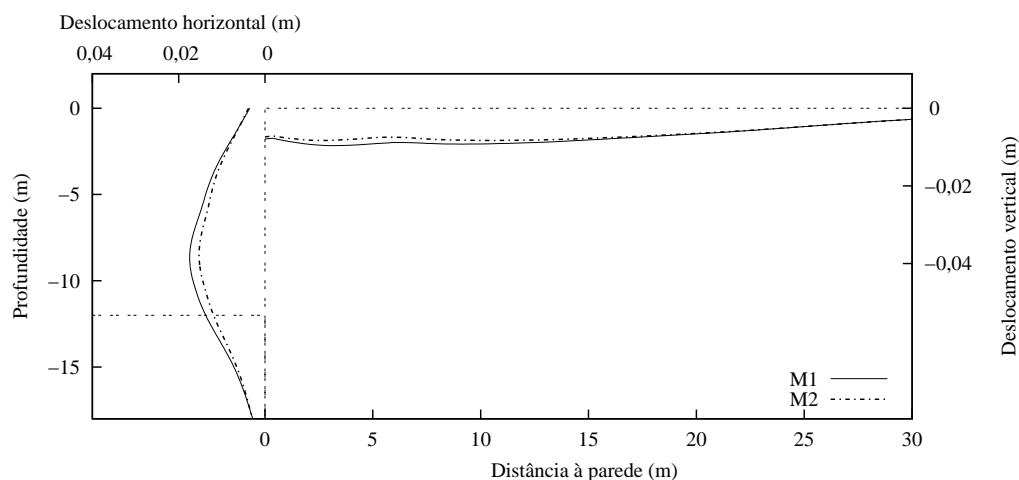


(b) Deslocamentos horizontais da parede e deslocamentos verticais do maciço suportado: influência do método de escavação com as características da variante C2 na fase 7.

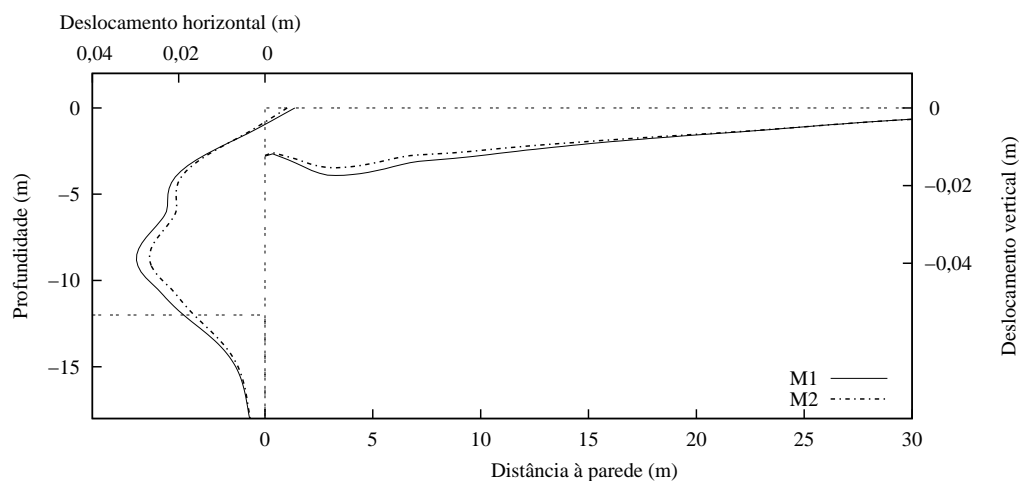


(c) Deslocamentos horizontais da parede e deslocamentos verticais do maciço suportado: influência do método de escavação com as características da variante C3 na fase 7.

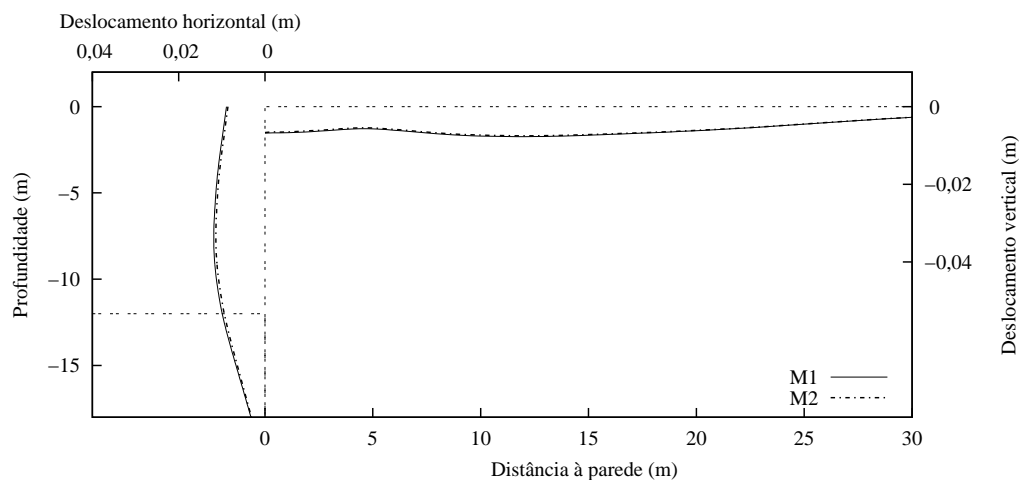
Figura 5.9: Deslocamentos relativos às análises variantes C1, C2 e C3.



(a) Deslocamentos horizontais da parede e deslocamentos verticais do maciço suportado: influência do método de escavação com as características da variante C4 na fase 7.



(b) Deslocamentos horizontais da parede e deslocamentos verticais do maciço suportado: influência do método de escavação com as características da variante C5 na fase 7.



(c) Deslocamentos horizontais da parede e deslocamentos verticais do maciço suportado: influência do método de escavação com as características da variante C6 na fase 7.

Figura 5.10: Deslocamentos relativos às análises variantes C4, C5 e C6.

5.3.4 Análise dos resultados

A análise da Figura 5.9a indica que a distribuição de pré-esforço D-2 expõe, de modo mais evidente, a importância do método de escavação escolhido. Por outro lado, no cálculo C2, com o aumento da altura enterrada, existe uma redução significativa dos deslocamentos da estrutura de contenção mas a diferença entre os métodos de escavação são insignificantes. A influência da distribuição das ancoragens e da altura enterrada será alvo de análise no Capítulo 6.

O aumento do nível de pré-esforço permite minimizar quer os deslocamentos da cortina em direcção ao corte, quer os movimentos da superfície do maciço suportado. Este aspecto será também alvo de estudo mais detalhado no Capítulo 6. No entanto, é importante referir que, na comparação entre os métodos de escavação M1 e M2, ao se aumentar o nível de pré-esforço em 50%, obtém-se um aumento da diferença entre os resultados exibidos.

A diminuição da rigidez da cortina faz-se notar pelo acréscimo dos movimentos globais induzidos à estrutura e ao maciço suportado. Este facto faz com que a diferença entre os métodos M1 e M2, seja ainda mais notória que a verificada no cálculo C4.

O aumento da rigidez de flexão da cortina, ao minimizar os deslocamentos horizontais da mesma, minimiza também as diferenças entre os métodos de escavação analisados.

5.4 Conclusões

O método de escavação M2, face ao método M1, justifica-se com o objectivo de reduzir o volume escavado, em cada nível, antes da aplicação de pré-esforço. Contudo, verificou-se no Capítulo 4 que as diferenças entre os métodos é alguma nas fases intermédias, mas bastante reduzida na fase final. Este aspecto deve-se, sobretudo, aos diferentes volumes escavados em cada nível.

Visto isto, realizaram-se alterações aos métodos M2 e M1 com o objectivo de obter fases comparáveis em termos de volume escavado. Para tal, foram criados os métodos M4 e M5 que, para além de fornecer fases comparáveis, têm, também, o objectivo de reduzir o volume escavado antes da aplicação do pré-esforço em cada nível.

Os resultados destes métodos permitem concluir que existe benefício na execução destes métodos de escavação nas fases intermédias mas, na fase final, os resultados são praticamente coincidentes. O que caracteriza, nos casos analisados, o comportamento na última fase é o grande peso relativo que esta implica. Este facto é visível, por exemplo, no aumento significativo dos deslocamentos da penúltima para a última fase. Assim, parece relevante realizarem-se estudos em que o peso relativo da última fase fosse reduzido, com o objectivo de obter diferenças mais significativas entre os métodos M1 e M2. Decidiu-se, assim fazer os cálculos variantes, também apresentados no presente capítulo, incidindo sobre: distribuição do pré-esforço, altura enterrada, nível de pré-esforço e rigidez da cortina. Os resultados obtidos destas análises variantes mostraram que só quando se combinam todos (ou quase todos) os

aspectos analisados, se evidencia alguma influência do processo de escavação nos resultados finais, na última fase.

Capítulo 6

Influência da distribuição e nível de pré-esforço e da altura enterrada

6.1 Influência do nível de pré-esforço

6.1.1 Análises realizadas

Com o objectivo de verificar a influência do nível de pré-esforço aplicado às ancoragens no comportamento da estrutura de contenção, realizaram-se dois cálculos distintos. Tendo como referência a escavação base, realizou-se um cálculo considerando 50% do nível de pré-esforço da escavação base e outro cálculo com um acréscimo de 50% de pré-esforço.

6.1.2 Resultados

A Figura 6.1 ilustra os resultados da análise da influência do nível de pré-esforço no solo *A1*. Os deslocamentos máximos do sistema de contenção encontram-se resumidos na Tabela 6.1.

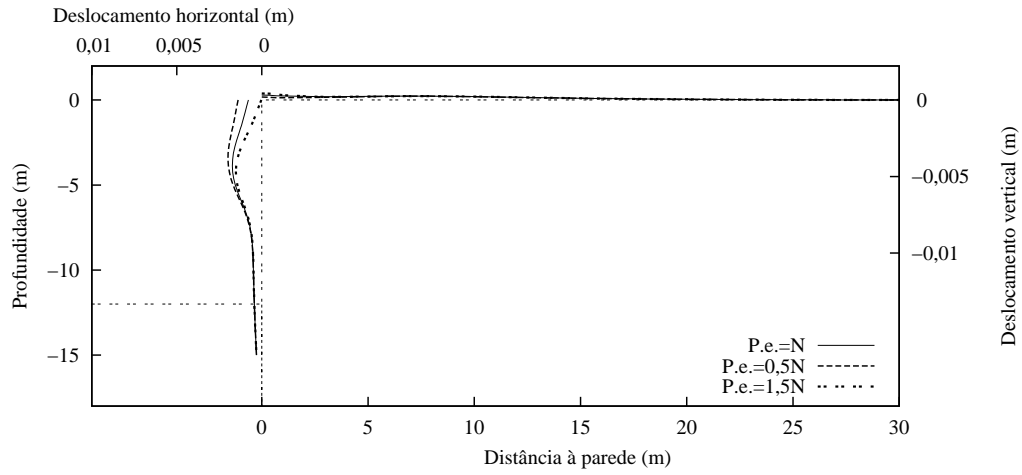
Na Figura 6.2 apresentam-se os resultados da análise da influência do nível de pré-esforço para o solo *A2*. Os deslocamentos máximos do sistema de contenção encontram-se resumidos na Tabela 6.2.

A variação dos esforços nas ancoragens é apresentada na Figura 6.3.

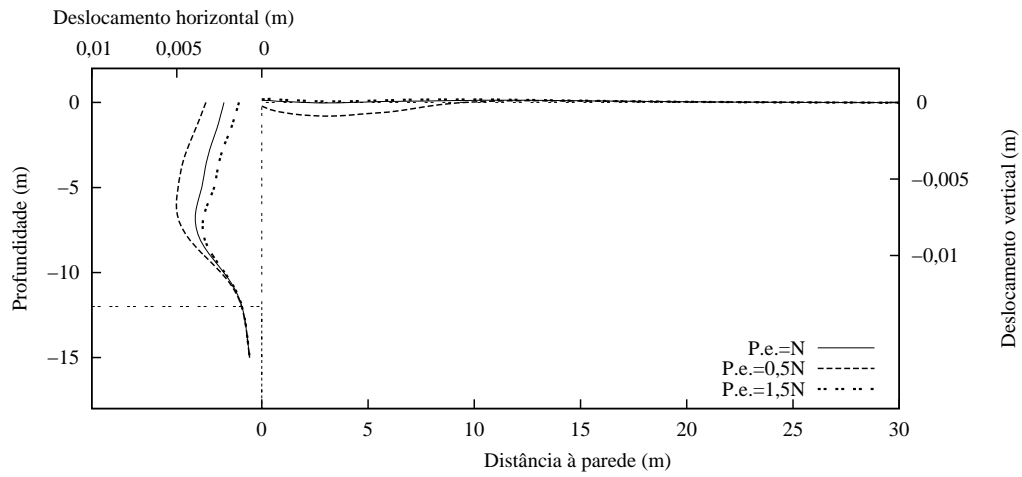
O traçado dos momentos flectores, nas fases escolhidas anteriormente, está representado na Figura 6.4.

6.1.3 Análise dos resultados

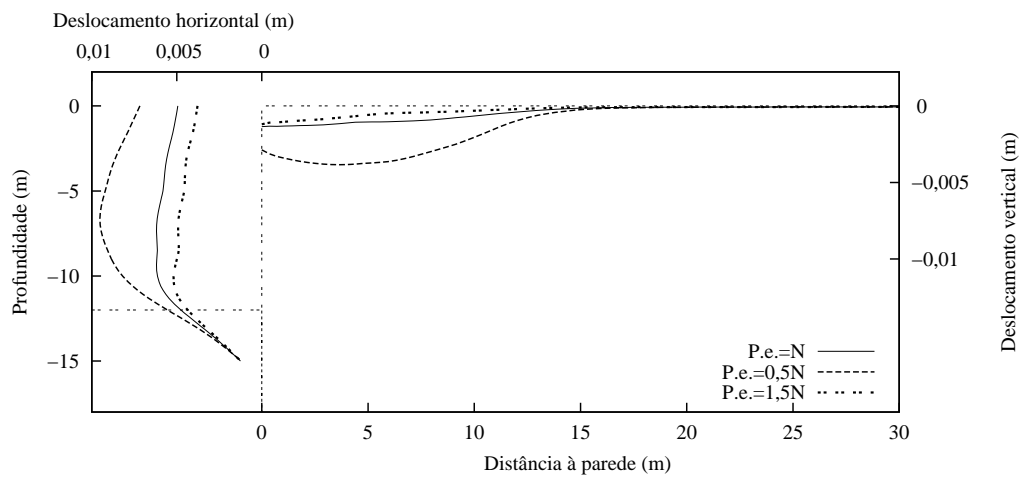
Analisando as Figuras 6.1 e 6.2, relativas aos deslocamentos horizontais da cortina e assentamentos do maciço suportado, verifica-se uma diminuição de deslocamentos quando se aumenta o nível de pré-esforço em 50%. Por outro lado, a redução do nível de pré-esforço em 50% revelou um aumento significativo de deslocamentos horizontais da cortina. Pela análise das



(a) Fase 3.

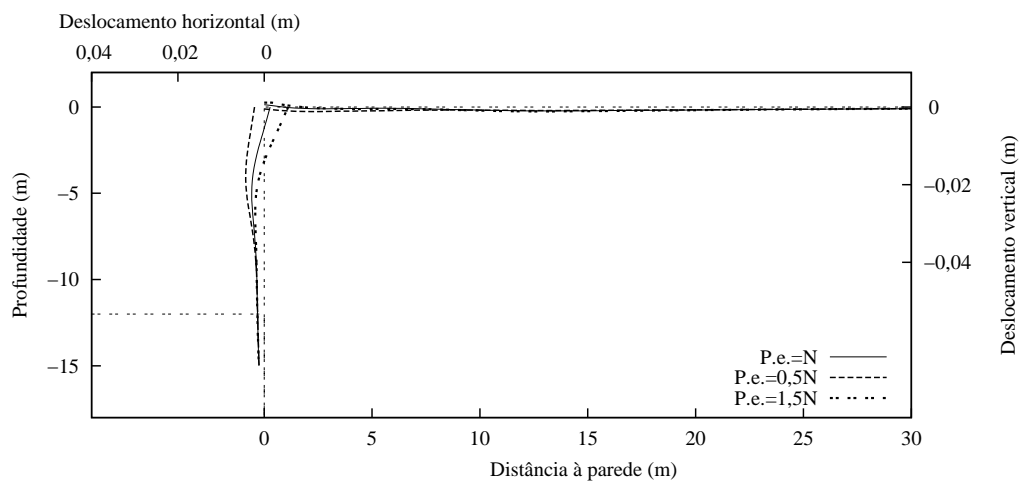


(b) Fase 5.

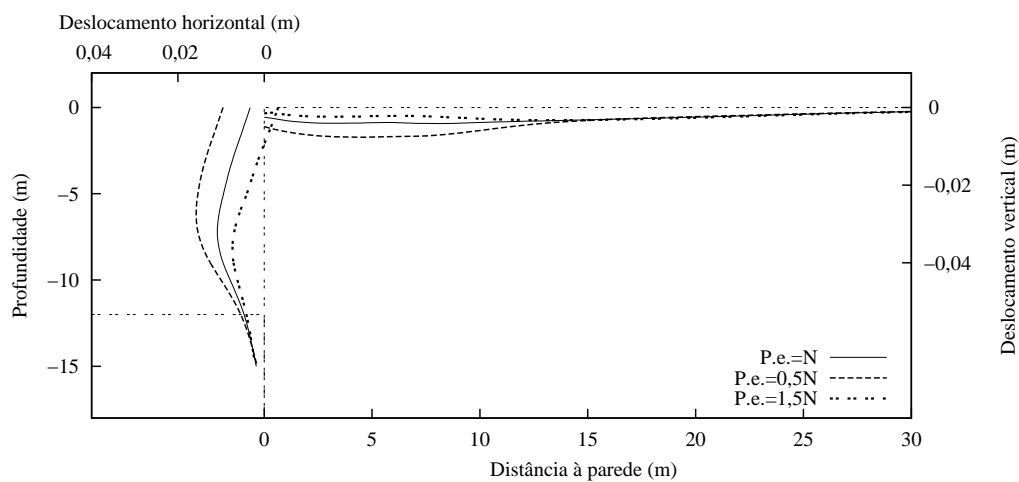


(c) Fase 7.

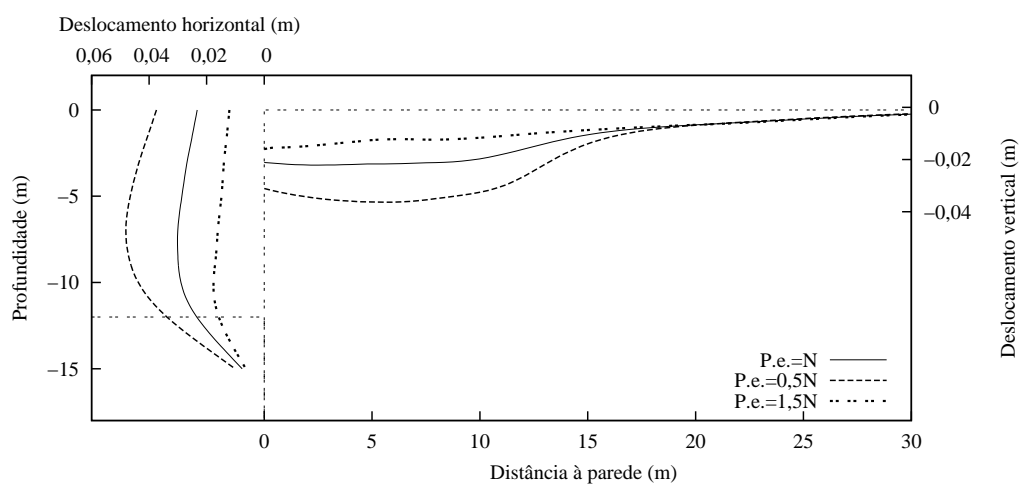
Figura 6.1: Deslocamentos horizontais da parede e deslocamentos verticais do maciço suportado para o solo A1: influência do nível de pré-esforço.



(a) Fase 3.

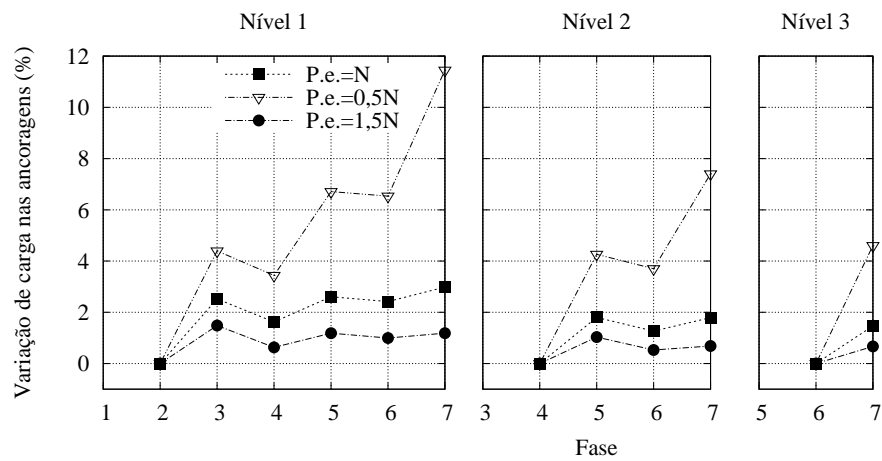


(b) Fase 5.

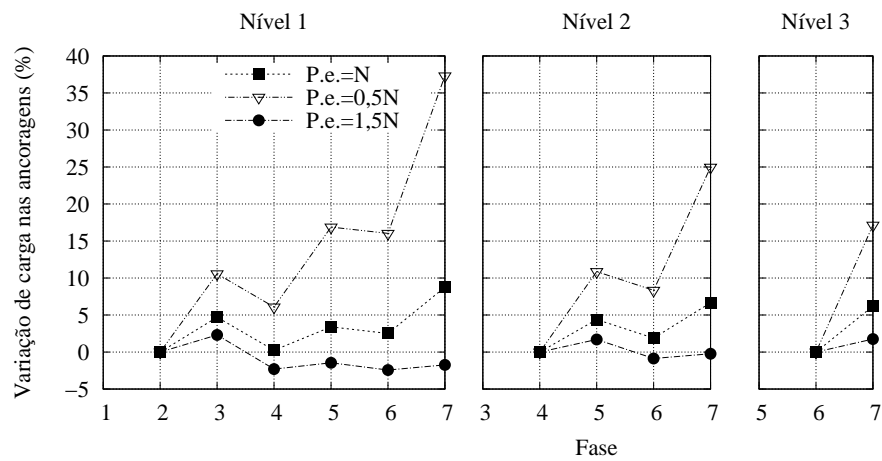


(c) Fase 7.

Figura 6.2: Deslocamentos horizontais da parede e deslocamentos verticais do maciço suportado para o solo A2: influência do nível de pré-esforço.



(a) Solo A1.



(b) Solo A2.

Figura 6.3: Variação de carga nas ancoragens para a análise da influência do nível de pré-esforço.

Tabela 6.1: Resumo dos deslocamentos máximos verificados no sistema de contenção para os vários níveis de pré-esforço no solo *A1*: influência do nível de pré-esforço.

Nível de Pré-esforço	Máximo deslocamento horizontal			Máximo assentamento do terreno		
	Valor (m)	Distância à superfície (m)	Percentagem da altura escavada (%)	Valor (m)	Distância da cortina (m)	Percentagem da altura escavada (%)
<i>N</i>	0,006	9,3	0,05	0,001	0	0,01
<i>0,5N</i>	0,010	6,6	0,08	0,004	3,6	0,03
<i>1,5N</i>	0,005	10,0	0,04	0,001	0	0,01

Tabela 6.2: Resumo dos deslocamentos máximos verificados no sistema de contenção para os vários níveis de pré-esforço no solo *A2*: influência do nível de pré-esforço.

Nível de Pré-esforço	Máximo deslocamento horizontal			Máximo assentamento do terreno		
	Valor (m)	Distância à superfície (m)	Percentagem da altura escavada (%)	Valor (m)	Distância da cortina (m)	Percentagem da altura escavada (%)
<i>N</i>	0,030	7,8	0,25	0,022	2,5	0,18
<i>0,5N</i>	0,048	7,0	0,40	0,036	5,6	0,30
<i>1,5N</i>	0,018	10,4	0,15	0,016	0	0,13

Tabelas 6.1 e 6.2 pode-se verificar que os deslocamentos máximos verificados com um nível de pré-esforço superior são notoriamente inferiores para o solo *A2* e pouco significativos no solo *A1*. Por outro lado, a redução do nível de pré-esforço implica um aumento bastante significativo em termos de deslocamentos horizontais da cortina e assentamentos do maciço suportado.

A análise da variação de carga nas ancoragens indica que a redução em 50% do nível de pré-esforço faz com que exista um grande aumento da percentagem para valores bastante superiores aos verificados na escavação base. O aumento do pré-esforço em 50% faz com que variação de carga nas ancoragens se verifique essencialmente em valores negativos.

Os momentos flectores induzidos à cortina com o aumento de nível de pré-esforço não assumem, para o solo *A1* (Figura 6.4), diferenças significativas na redução dos momentos negativos na última fase de construção. Contudo, os momentos positivos, na zona de aplicação das ancoragens têm um aumento significativo.

No solo *A2*, apresentam-se diferenças relevantes em termos de redução de momentos. Na fase 7 verifica-se o aumento de momentos positivos na zona das ancoragens, assim como, a diminuição significativa dos momentos negativos. Pelo contrário, os momentos resultantes da diminuição do nível de pré-esforço revelam um aumento significativo do momento flector

negativo para o solo *A2* e pouca relevância para o solo *A1*.

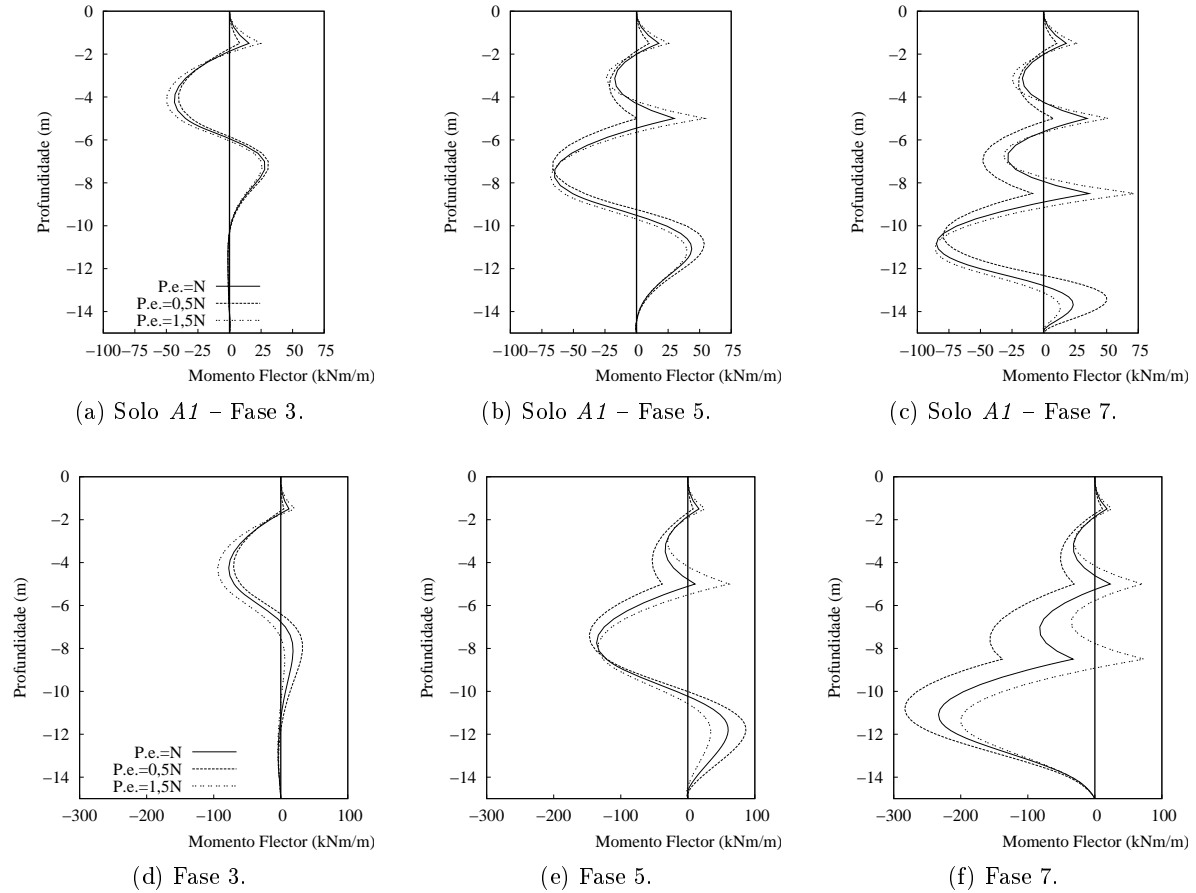


Figura 6.4: Momentos flectores na cortina ancorada: influência do nível de pré-esforço.

6.2 Influência da distribuição dos níveis de ancoragens

6.2.1 Análises realizadas

Para verificar a importância da distribuição das ancoragens em altura analisaram-se quatro distribuições de ancoragens diferentes da inicial, *D0*, que se designam por *D-2*, *D-1*, *D1* e *D2*, esquematizadas na Figura 6.5.

De modo a realizar uma comparação mais coerente, os valores de pré-esforço das novas distribuições, *D-2*, *D-1*, *D1* e *D2*, foram calculados com os critérios de área de influência já aplicados na escavação base. No entanto, é importante referir que o valor do pré-esforço global é o mesmo para todas as distribuições consideradas. As áreas de influência para cada distribuição de ancoragens encontram-se ilustradas na Figura 6.6.

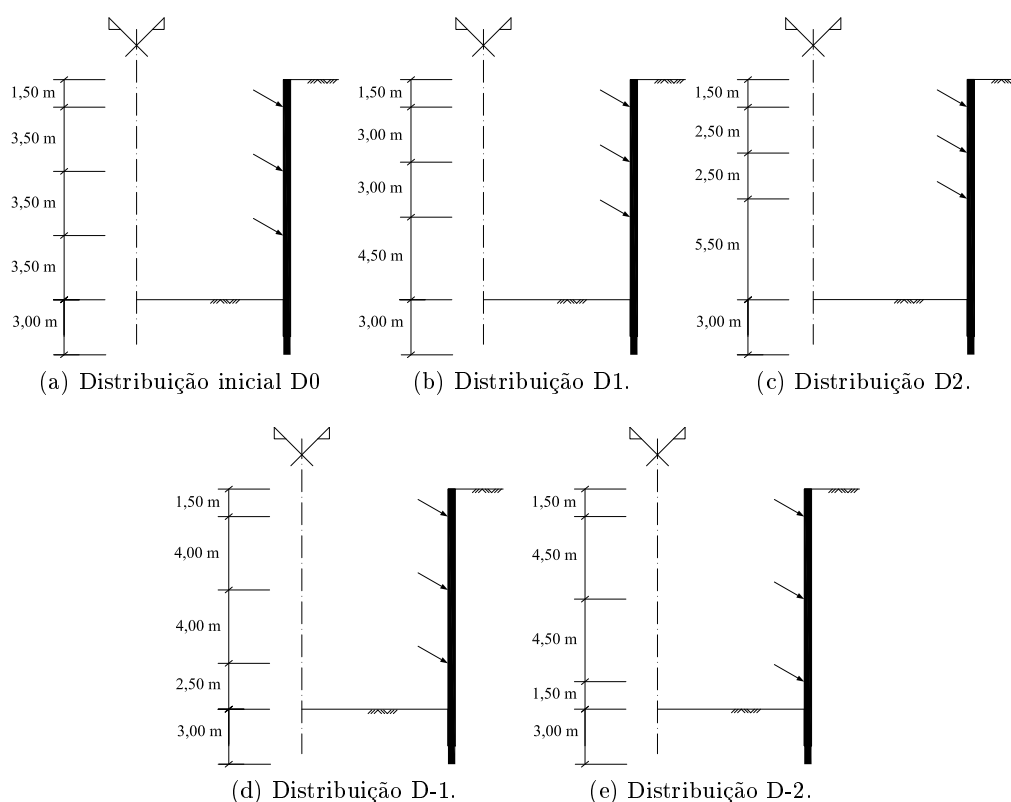


Figura 6.5: Distribuições da posição dos níveis de ancoragens estudadas.

6.2.2 Resultados

Os deslocamentos resultantes das escavações com diferentes distribuições de ancoragens no solo *A1* são apresentados na Figuras 6.7. A Tabela 6.3 resume os deslocamentos máximos provocados pela escavação.

Tabela 6.3: Resumo dos deslocamentos máximos verificados no sistema de contenção para as várias distribuições de pré-esforço no solo *A1*.

Distribuição de Pré-esforço	Máximo deslocamento horizontal			Máximo assentamento do terreno		
	Valor (m)	Distância à superfície (m)	Percentagem da altura escavada (%)	Valor (m)	Distância da cortina (m)	Percentagem da altura escavada (%)
<i>D0</i>	0,006	9,3	0,05	0,001	0	0,01
<i>D1</i>	0,007	9,6	0,05	0,001	0	0,01
<i>D2</i>	0,007	9,5	0,06	0,001	0	0,01
<i>D-1</i>	0,007	7,3	0,06	0,002	2,5	0,01
<i>D-2</i>	0,008	7,8	0,07	0,002	2,9	0,02

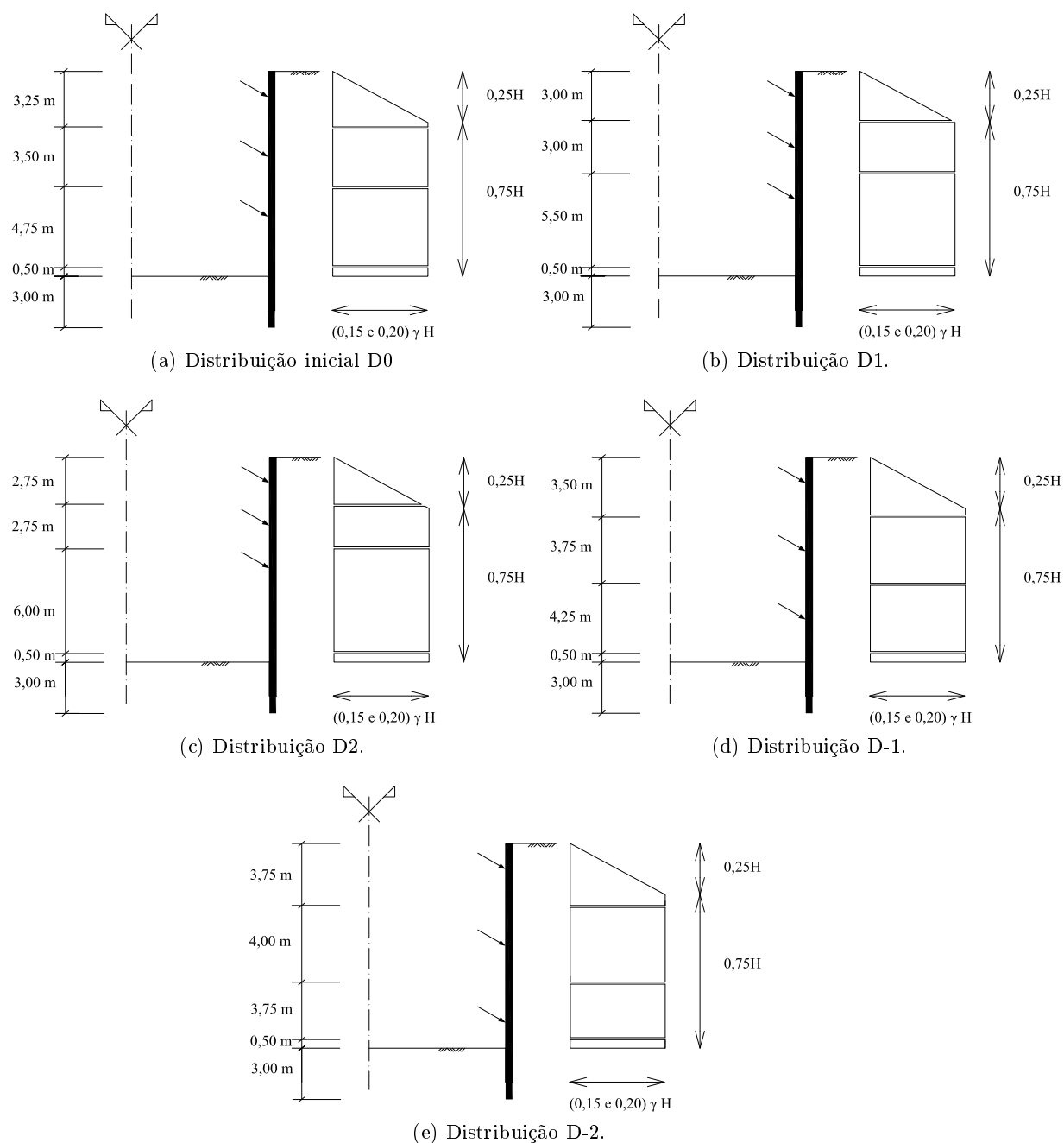
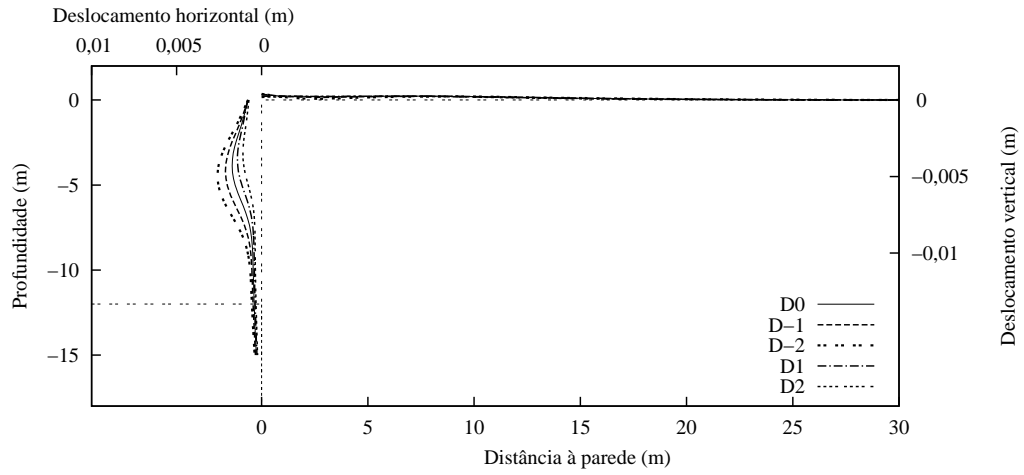


Figura 6.6: Pré-esforço admitido em cada nível de ancoragens, para as diferentes distribuições.

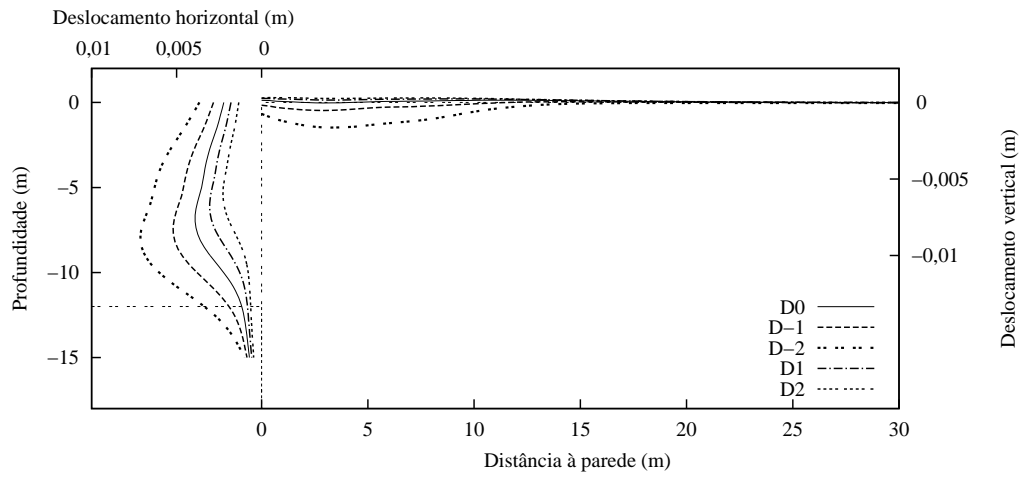
Na Figura 6.8 apresentam-se os resultados referentes à alteração da distribuição do pré-esforço e a Tabela 6.4 resume os valores máximos dos deslocamentos.

A variação dos esforços nas ancoragens é apresentada na Figura 6.9.

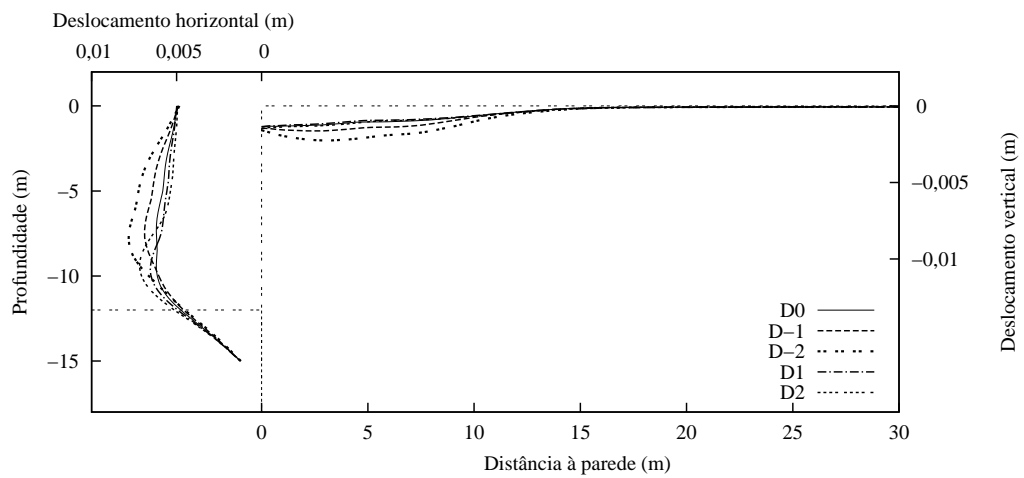
O traçado dos momentos flectores, nas fases escolhidas anteriormente, está representado na Figura 6.10.



(a) Fase 3.

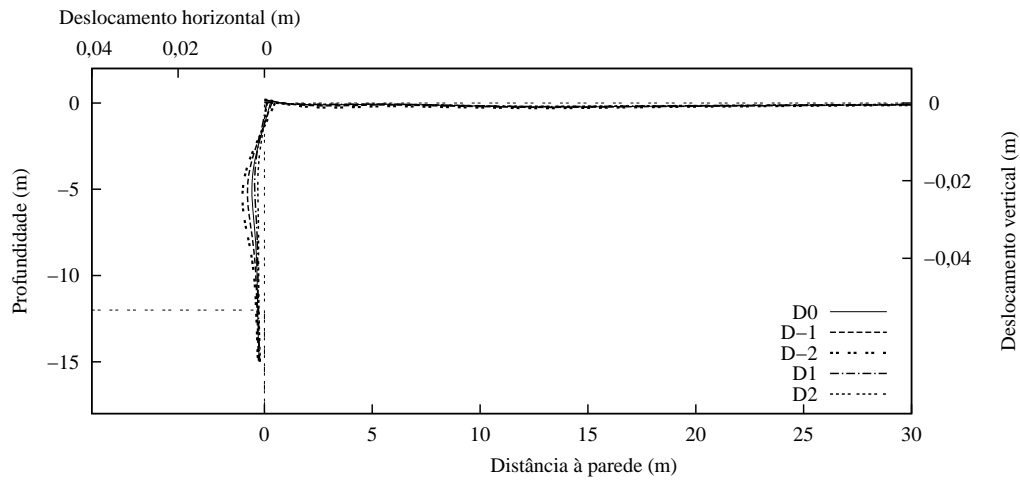


(b) Fase 5.

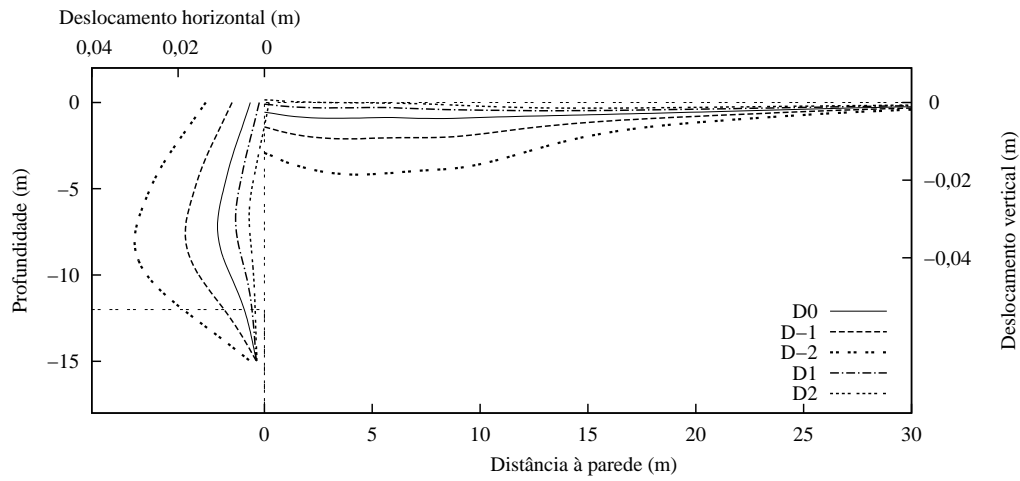


(c) Fase 7.

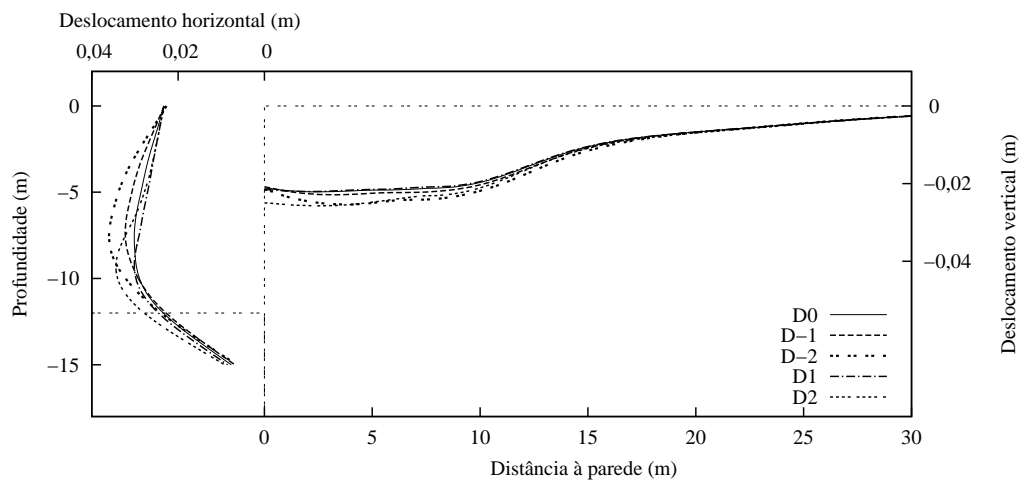
Figura 6.7: Deslocamentos horizontais da parede e deslocamentos verticais do maciço suportado para o solo A1: influência da distribuição dos níveis de ancoragens.



(a) Fase 3.



(b) Fase 5.

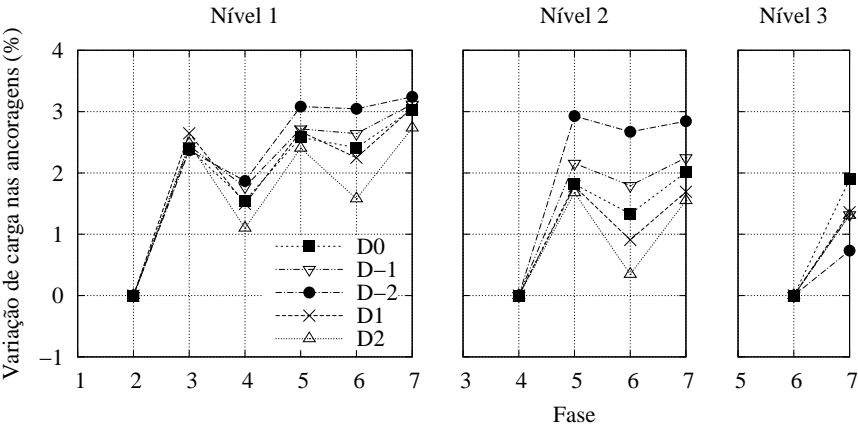


(c) Fase 7.

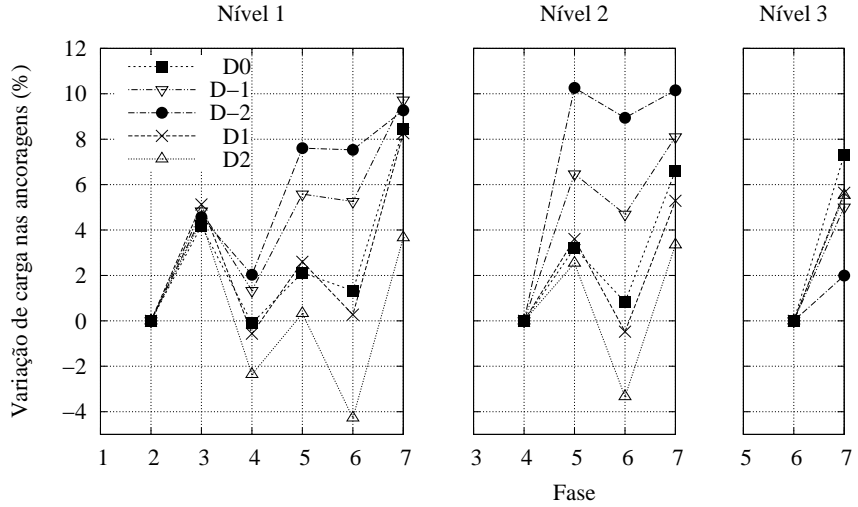
Figura 6.8: Deslocamentos horizontais da parede e deslocamentos verticais do maciço suportado para o solo A2: influência da distribuição dos níveis de ancoragens.

Tabela 6.4: Resumo dos deslocamentos máximos verificados no sistema de contenção para as várias distribuições de pré-esforço no solo *A2*.

Distribuição de Pré-esforço	Máximo deslocamento horizontal			Máximo assentamento do terreno		
	Valor (m)	Distância à superfície (m)	Percentagem da altura escavada (%)	Valor (m)	Distância da cortina (m)	Percentagem da altura escavada (%)
<i>D0</i>	0,030	7,8	0,25	0,022	2,2	0,18
<i>D1</i>	0,030	9,4	0,25	0,022	2,2	0,18
<i>D2</i>	0,034	9,2	0,29	0,025	2,5	0,21
<i>D-1</i>	0,032	7,3	0,27	0,023	3,3	0,19
<i>D-2</i>	0,036	7,5	0,30	0,025	3,7	0,21



(a) Solo *A1*.



(b) Solo *A2*.

Figura 6.9: Variação de carga nas ancoragens: influência da distribuição dos níveis de ancoragens.

6.2.3 Análise dos resultados

Os deslocamentos verificados nas fases intermédias (fase 3 e 5) revelam que a aplicação de pré-esforço na zona superior da cortina (D2 e D1) leva a uma redução considerável dos deslocamentos do sistema de contenção. Por outro lado, as distribuições D-1 e D-2 apresentam deslocamentos significativos. A distribuição inicial D0 apresenta os resultados mais equilibrados.

Na fase final, tal como nas fases intermédias, as distribuições D1 e D2 exibem deslocamentos inferiores no topo da cortina. Na zona inferior, devido à concentração de pré-esforço no topo da cortina, existe um aumento de deslocamentos com especial destaque para a distribuição D2. As distribuições D-1 e D-2, por apresentarem deslocamentos elevados nas fases intermédias, não recuperam, de modo significativo, esses deslocamentos com a aplicação do pré-esforço.

A análise das Tabelas 6.3 e 6.4 indica que a distribuição D0 apresenta, em termos de deslocamentos máximos, melhor comportamento. É de notar que o comportamento da estrutura nas distribuições D1 e D2, ao contrário das distribuições D-1 e D-2, não revela grandes alterações em termos de deslocamentos máximos.

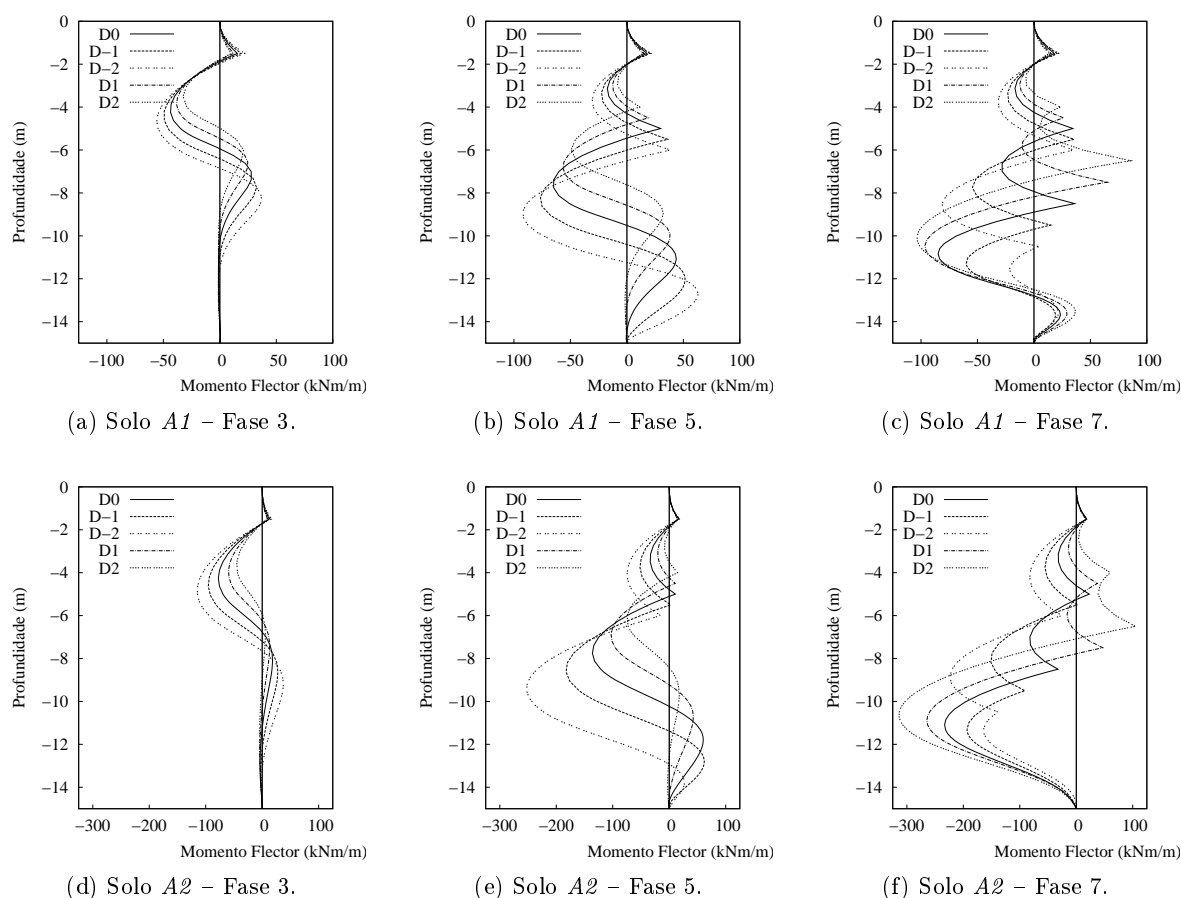


Figura 6.10: Momentos flectores na cortina ancorada: influência da distribuição dos níveis de ancoragens.

Os assentamentos do maciço suportado, como é de esperar, acompanham os deslocamentos horizontais da cortina.

A análise da Figura 6.9 revela que a distribuição D-2, a partir da fase de construção 4, apresenta maior variação de carga nas ancoragens. Por outro lado, a distribuição D2 apresenta a variação mais baixa, chegando mesmo a valores negativos. As restantes distribuições (D0, D1 e D-1) encontram-se entre as referidas anteriormente, com excepção do último nível de ancoragens onde a distribuição D0 apresenta maior variação e a D-2 menor.

A análise da Figura 6.10 referente aos momentos flectores na cortina revela que, nas fases 3 e 5, as distribuições D-1 e D-2 induzem esforços superiores à estrutura e os seus valores máximos localizam-se a uma distância à superfície superior aos demais. As distribuições D1 e D2 apresentam resultados inversos, sendo que entre estes resultados está a distribuição D0.

Os resultados da fase 7 revelam que, apesar dos esforços superiores nas fase anteriores, as distribuições D-1 e D-2 apresentam menores momentos flectores máximos que as restantes distribuições.

6.3 Influência da altura enterrada

6.3.1 Análises realizadas

Para avaliar a influência da altura enterrada da cortina no comportamento da estrutura de contenção realizaram-se os cálculos apresentados na Tabela 6.5.

Tabela 6.5: Altura enterrada

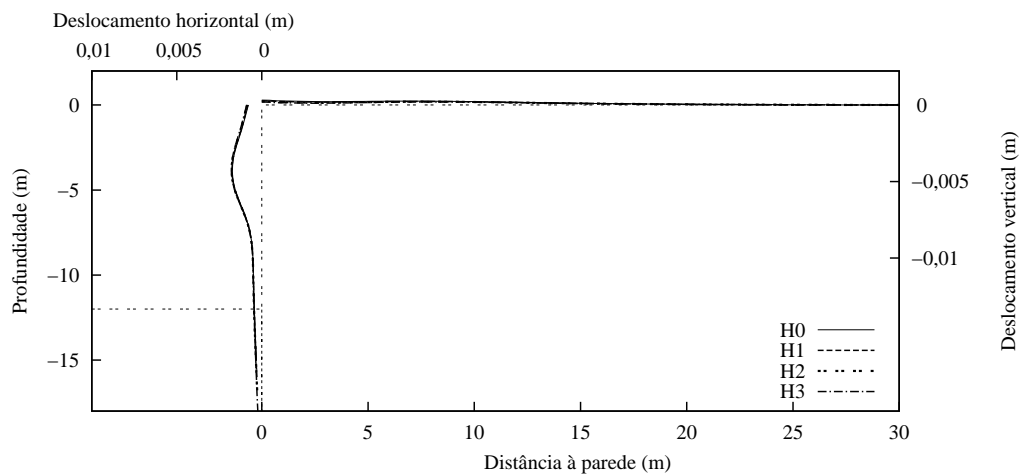
Cálculo	Altura enterrada (m)
H0	3
H1	4
H2	5
H3	6

6.3.2 Resultados

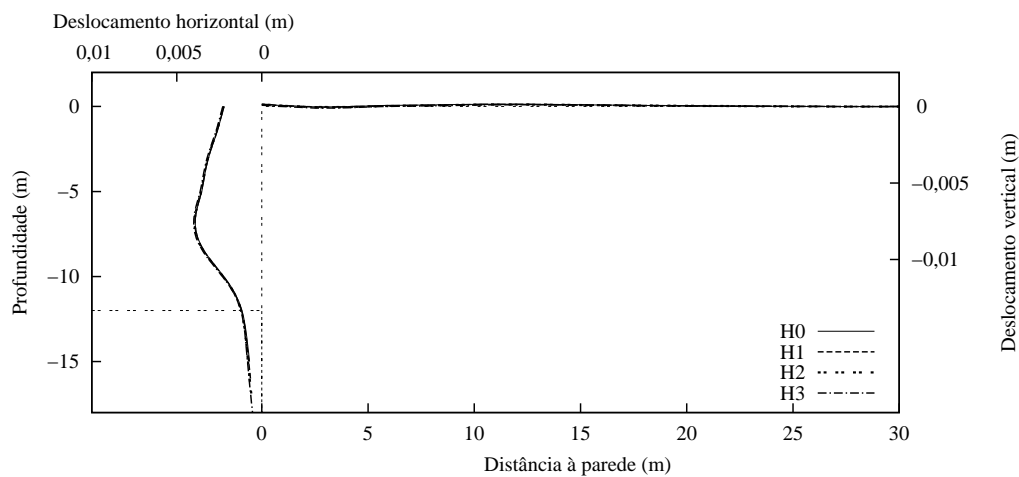
Os deslocamentos provocados pela escavação encontram-se ilustrados nas Figuras 6.11 e 6.12.

A variação dos esforços nas ancoragens é apresentada na Figura 6.13.

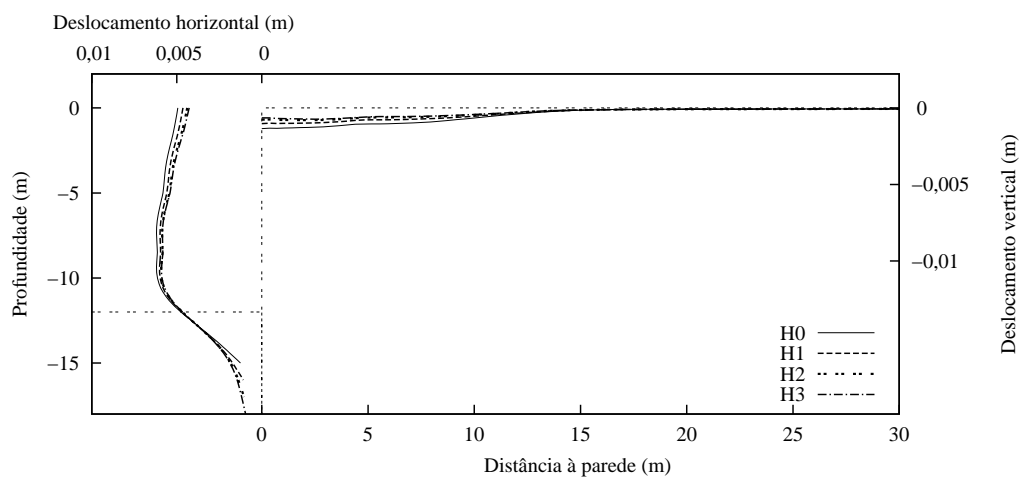
O traçado dos momentos flectores, nas fases escolhidas anteriormente, está representado na Figura 6.14.



(a) Fase 3.

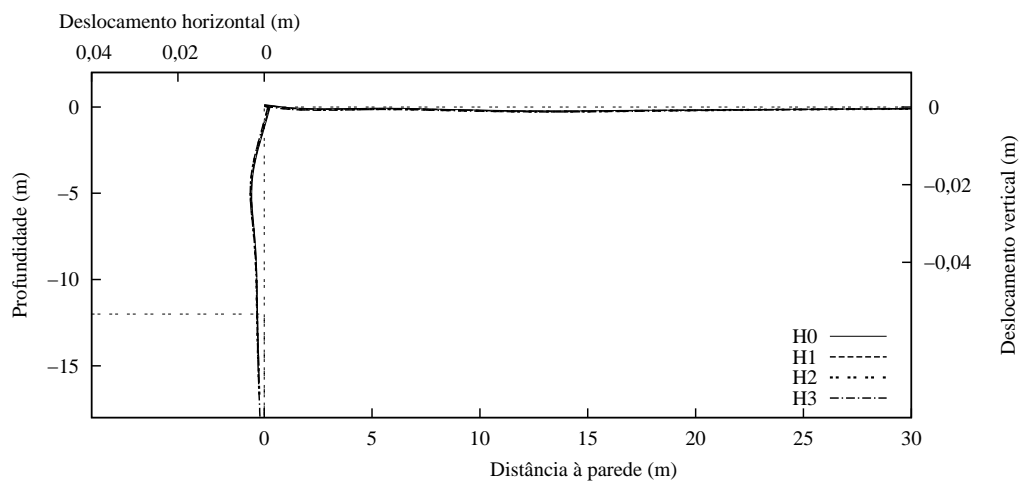


(b) Fase 5.

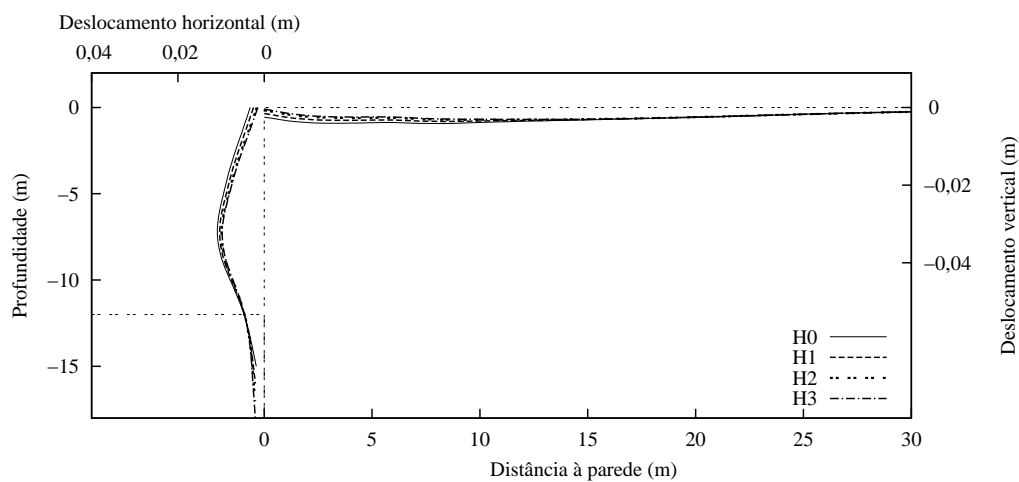


(c) Fase 7.

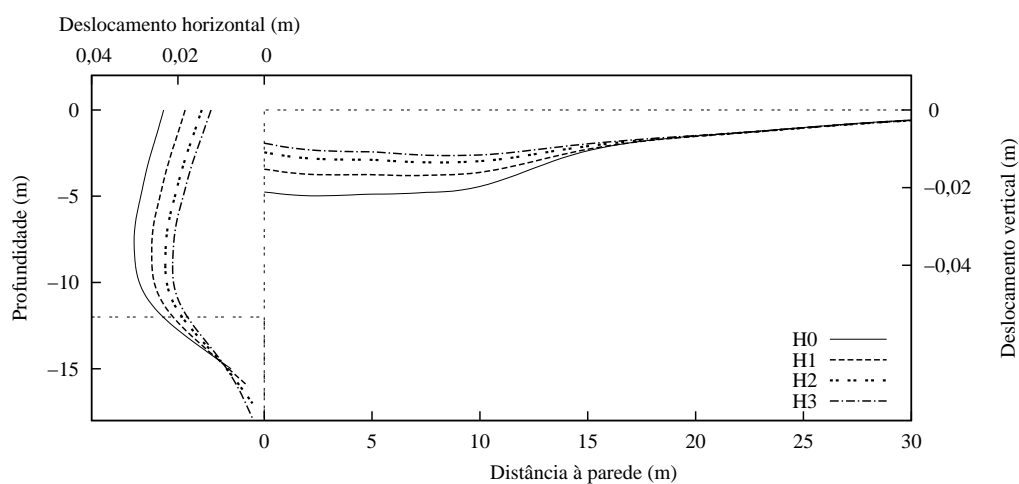
Figura 6.11: Deslocamentos horizontais da parede e deslocamentos verticais do maciço suportado para o solo A1: influência da altura enterrada.



(a) Fase 3.

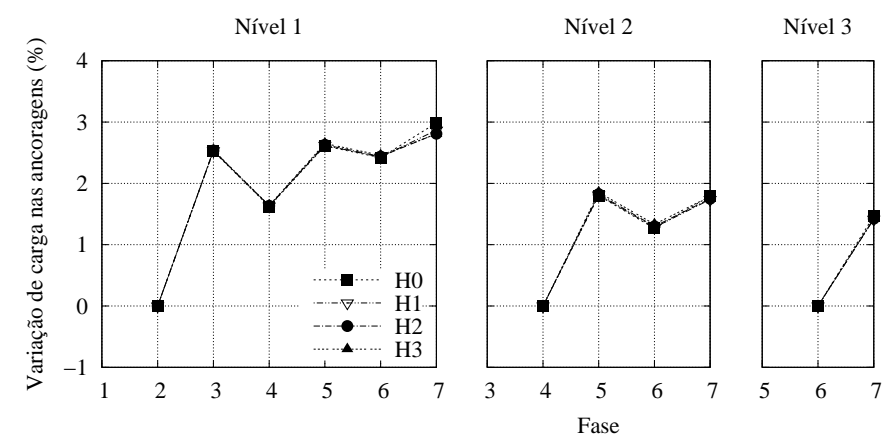


(b) Fase 5.

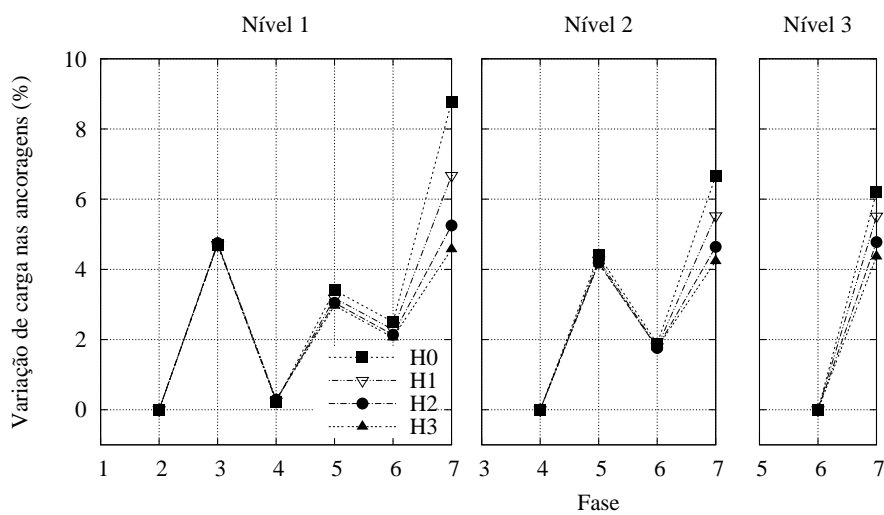


(c) Fase 7.

Figura 6.12: Deslocamentos horizontais da parede e deslocamentos verticais do maciço suportado para o solo A2: influência da altura enterrada.



(a) Solo A1.



(b) Solo A2.

Figura 6.13: Variação de carga nas ancoragens: influência da altura enterrada.

Tabela 6.6: Resumo dos deslocamentos máximos verificados no sistema de contenção para as várias distribuições de pré-esforço no solo *A2*: influência da altura enterrada.

Cálculo	Máximo deslocamento horizontal			Máximo assentamento do terreno		
	Valor (m)	Distância à superfície (m)	Percentagem da altura escavada (%)	Valor (m)	Distância da cortina (m)	Percentagem da altura escavada (%)
<i>H0</i>	0,030	7,8	0,25	0,022	2,2	0,18
<i>H1</i>	0,026	8,1	0,22	0,017	6,7	0,14
<i>H2</i>	0,023	9,0	0,19	0,014	7,9	0,11
<i>H3</i>	0,021	9,3	0,18	0,012	8,7	0,10

Tabela 6.7: Resumo dos deslocamentos máximos verificados no sistema de contenção para as várias distribuições de pré-esforço no solo *A1*: influência da altura enterrada.

Cálculo	Máximo deslocamento horizontal			Máximo assentamento do terreno		
	Valor (m)	Distância à superfície (m)	Percentagem da altura escavada (%)	Valor (m)	Distância da cortina (m)	Percentagem da altura escavada (%)
<i>H0</i>	0,006	9,3	0,05	0,001	0	0,01
<i>H1</i>	0,006	9,7	0,05	0,001	0	0,01
<i>H2</i>	0,006	9,7	0,05	0,001	2,2	0,01
<i>H3</i>	0,006	9,7	0,05	0,001	2,5	0,01

6.3.3 Análise dos resultados

A análise das Figuras 6.11 e 6.12 revela que, no solo *A1*, os deslocamentos sofridos pela cortina e o maciço suportado não são afectados significativamente pelo aumento da altura enterrada. Este resultado é justificado pelos deslocamentos reduzidos neste solo mais competente.

Relativamente ao solo *A2*, o aumento da altura enterrada contribui de modo significativo para o bom comportamento da estrutura, especial na última fase de construção (fase 7). É importante referir que, o aumento da altura enterrada parece perder influência com os sucessivos aumentos. Este aspecto pode-se verificar a partir da análise da Tabela 6.6, com a diferença entre os valores da percentagem da altura escavada diminui em cada cálculo.

No que respeita à variação de carga nas ancoragens, ilustrados na Figura 6.13, verifica-se que, para o solo *A1*, não é alterada significativamente. Este resultado está de acordo com o verificado nos deslocamentos.

No solo *A2* verifica-se que o cálculo *H0* apresenta maior variação, sendo seguido pelo *H1*, *H2* e *H3*, respectivamente. Estes resultados revelam, tal como para os deslocamentos, uma dependência da variação de carga com o aumento da altura enterrada, em especial na última fase de construção.

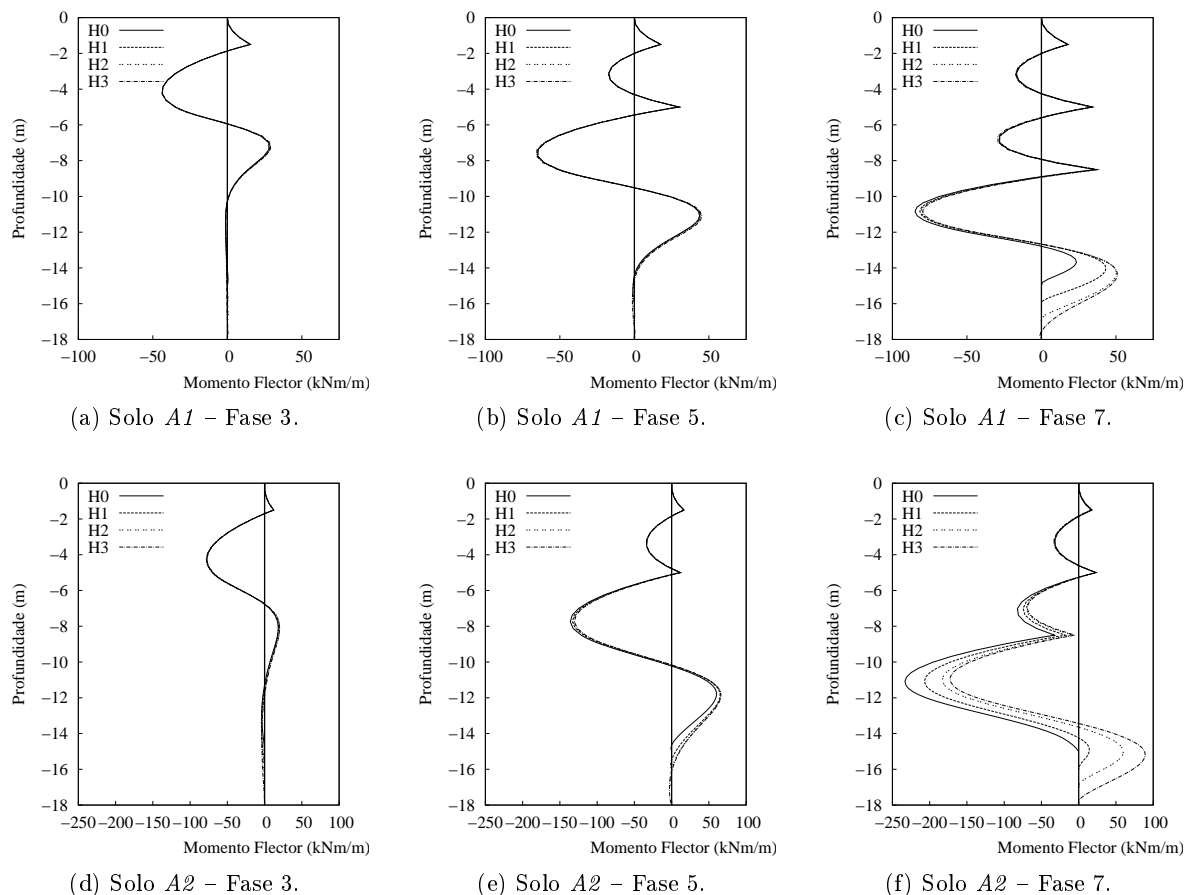


Figura 6.14: Momentos flectores na cortina ancorada: influência da altura enterrada.

O aumento da altura enterrada promove um aumento de momentos flectores positivos na zona inferior da cortina. Este efeito é o único que se verifica para o solo A1, enquanto que no solo A2, para além do referido aumento dos momentos flectores na zona inferior da cortina, constata-se uma redução nos momentos máximos negativos proporcional ao aumento da altura enterrada. É importante notar que, tal como para os deslocamentos e as variações de cargas nas ancoragens, a influência da altura enterrada vai sendo menor com os sucessivos aumentos.

6.4 Conclusões

Os resultados obtidos nos cálculos anteriores permitem retirar as seguintes conclusões:

- o aumento do nível de pré-esforço, obtido através dos diagramas trapezoidais, em 50% impõe reduções significativas em termos de deslocamento da cortina e maciço suportado;
- a aplicação de nível de pré-esforço 50% inferior ao obtido através dos diagramas trapezoidais implica um aumento de deslocamentos para valores cerca de duas vezes superiores;

- quanto mais perto do topo da cortina se localizarem os níveis de pré-esforço menores serão os deslocamentos sofridos na zona superior da cortina;
- a distribuição base (D0) mostra ser a solução mais equilibrada, tanto em termos de deslocamentos, como em momentos flectores na cortina e variação de carga nas ancoragens;
- o aumento da altura enterrada não mostrou ser relevante para solo *A1* de elevada rigidez;
- em solos com menor rigidez, como é o caso do solo *A2*, o aumento da altura enterrada tem influência significativa na redução de deslocamentos;
- a redução de deslocamentos, obtida através do aumento da altura enterrada, vai perdendo eficiência com os sucessivos aumentos, indicando que existe um determinado valor para a altura enterrada a partir do qual o seu aumento não provoca melhoria do comportamento da estrutura.

Capítulo 7

Influência da sobreescavação em cortinas escoradas

7.1 Análises realizadas

Para avaliar a influência da sobreescavação no comportamento de cortinas de contenção escoradas fizeram-se dois estudos. O primeiro analisou a influência altura de sobreescavação, d , realizada antes da instalação do nível de escoras, com os seguintes valores: 0 m , 1 m , 2 m e 3 m .

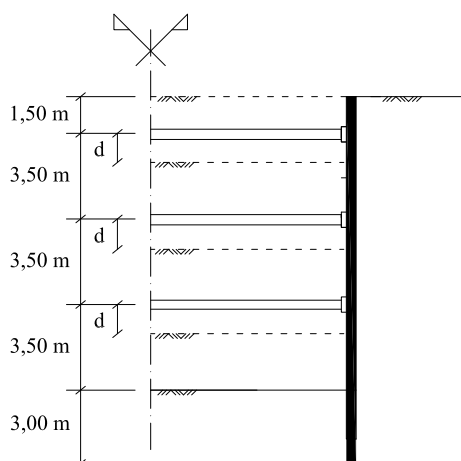


Figura 7.1: Sobreescavação em cortina escorada.

O segundo estudo tem como objectivo avaliar a resposta da cortina de contenção face a diferentes combinações de sobreescavação nos três níveis de escoras. Os cálculos realizados resumem-se na Tabela 7.1.

Tabela 7.1: Análises efectuadas para o estudo da influência de diferentes combinações de sobreescavação.

Cálculo	d (m)			
	S0	S1	S2	S3
1º Nível	1	1	1	1
2º Nível	1	2	2	1
3º Nível	1	1	2	2

7.2 Resultados

As Figuras 7.2 e 7.3 apresentam os deslocamentos verificados pela cortina de contenção e os assentamentos da superfície do maciço suportado para os vários níveis de sobreescavação.

Relativamente à segunda série de cálculos realizados, onde se verifica a influência diferentes sobreescavações em cada nível de escavação, as Figuras 7.4 e 7.5 apresentam os seus resultados.

A variação dos esforços nas escoras é apresentada nas Figuras 7.6 e 7.7.

O traçado dos momentos flectores, nas fases escolhidas anteriormente, está representado nas Figuras 7.8 e 7.9.

7.3 Análise dos resultados

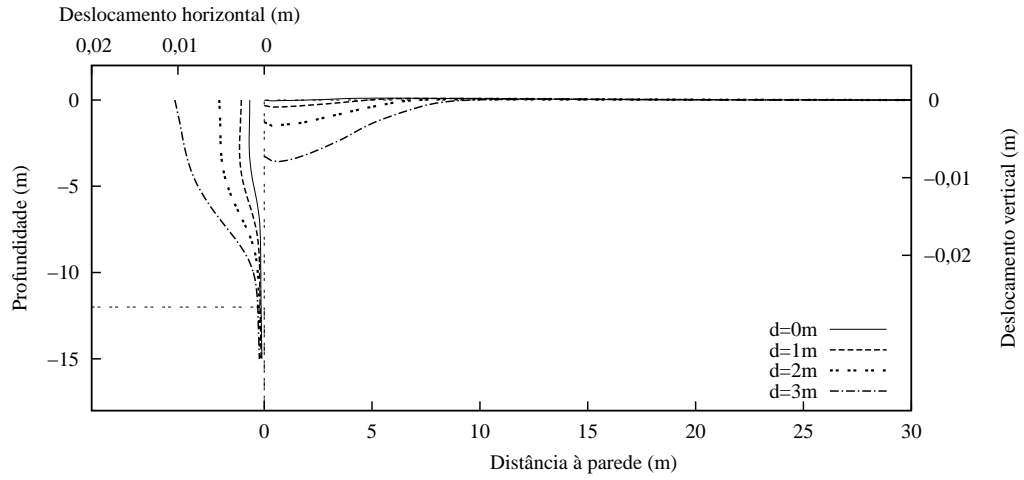
Como se encontra ilustrado nas Figuras 7.2 e 7.3, a sobreescavação é um factor importante em termos de deslocamentos horizontais da cortina e assentamentos do maciço suportado. É notório o modo como a altura escavada em cada nível afecta os deslocamentos logo nas fases iniciais, sendo que os deslocamentos iniciais não são recuperados nas fases posteriores.

Relativamente aos deslocamentos obtidos com diferentes sobreescavações em cada nível, como seria de esperar, os cálculos S0 e S3 têm deslocamentos iguais na fase 3. Assim como os cálculos S1 e S2. Na fase 5, inicia-se o processo de definição do traçado final dos deslocamentos, sendo que o cálculo S2 destaca-se pelos deslocamentos superiores.

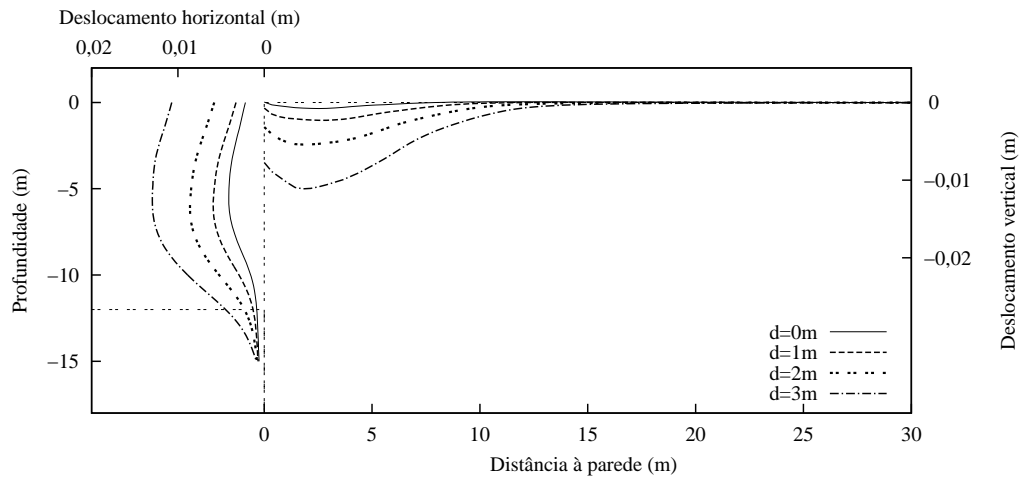
Um facto interessante é verificar que, apesar dos valores de sobreescavação serem iguais, mas em níveis diferentes, o cálculo S1 apresenta deslocamentos finais inferiores aos verificados no cálculo S3. Este facto pode indicar que a sobreescavação tem influência superior nas fases finais de construção.

Em relação à variação de carga nas escoras, tal como os deslocamentos, revela dependência em relação à sobreescavação. Nos níveis 1 e 2, a variação de carga nas ancoragens aumenta com o valor sobreescavado. No nível 3 acontece o contrário, pois na fase final existe menor área a ser escavada quando a sobreescavação é superior.

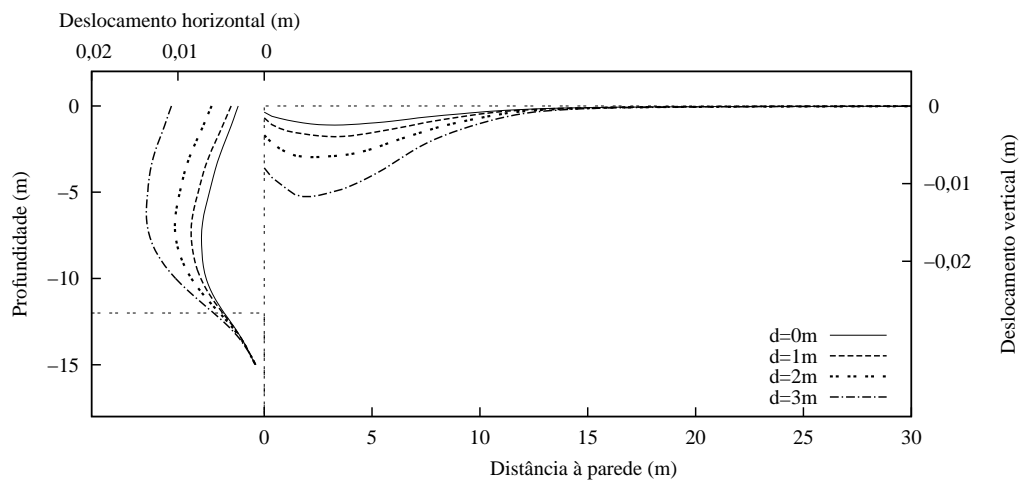
A variação de carga nas escoras para diferentes sobreescavações em cada nível, revelou uma dependência entre os esforços e o tipo de movimento experimentado pela cortina.



(a) Fase 3.

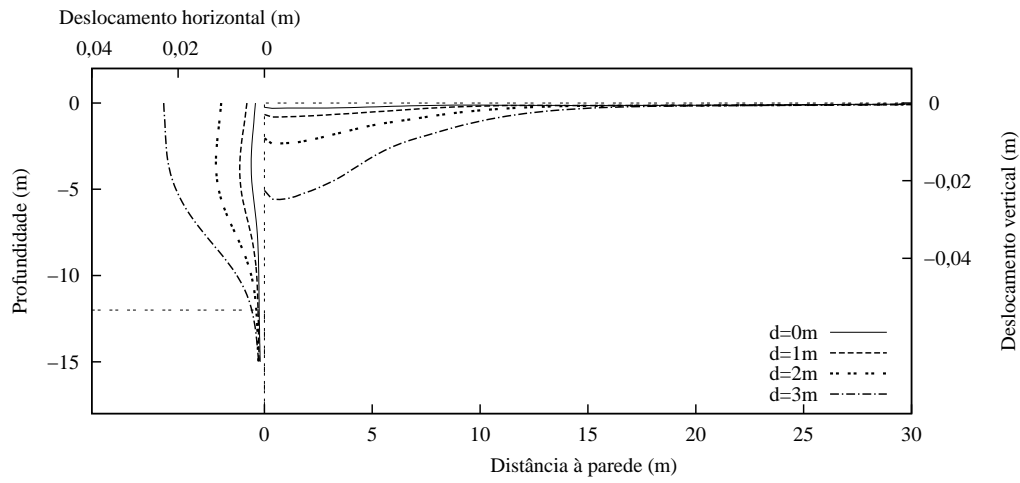


(b) Fase 5.

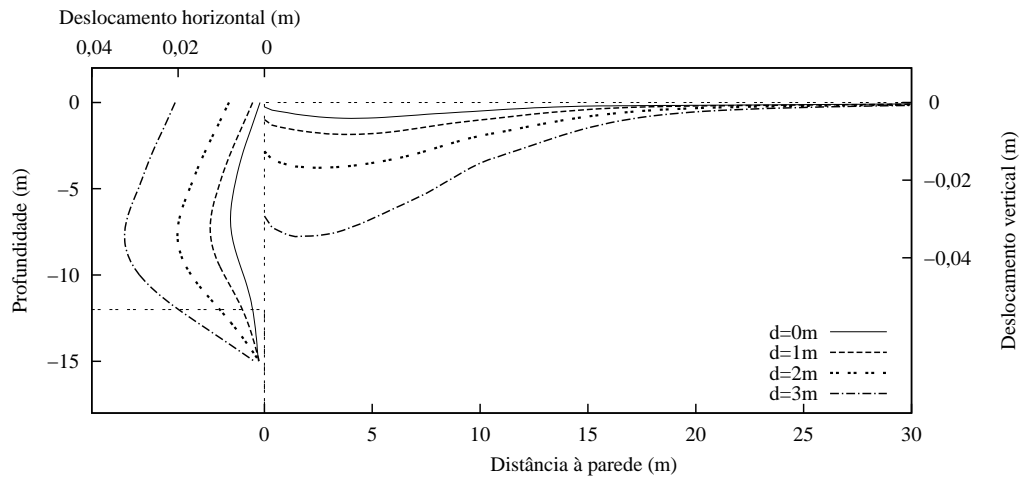


(c) Fase 7.

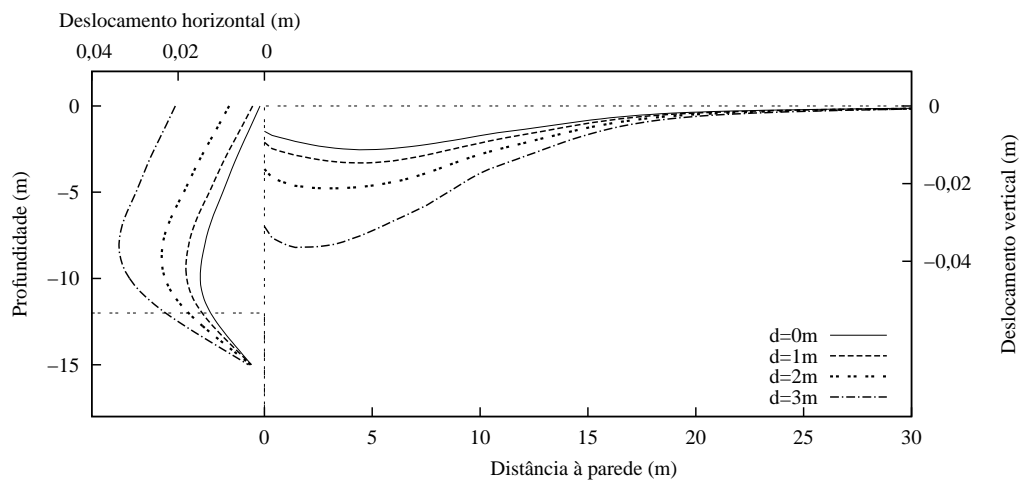
Figura 7.2: Deslocamentos horizontais da parede e deslocamentos verticais do maciço suportado para o solo A1: influência da altura de sobreescavação.



(a) Fase 3.

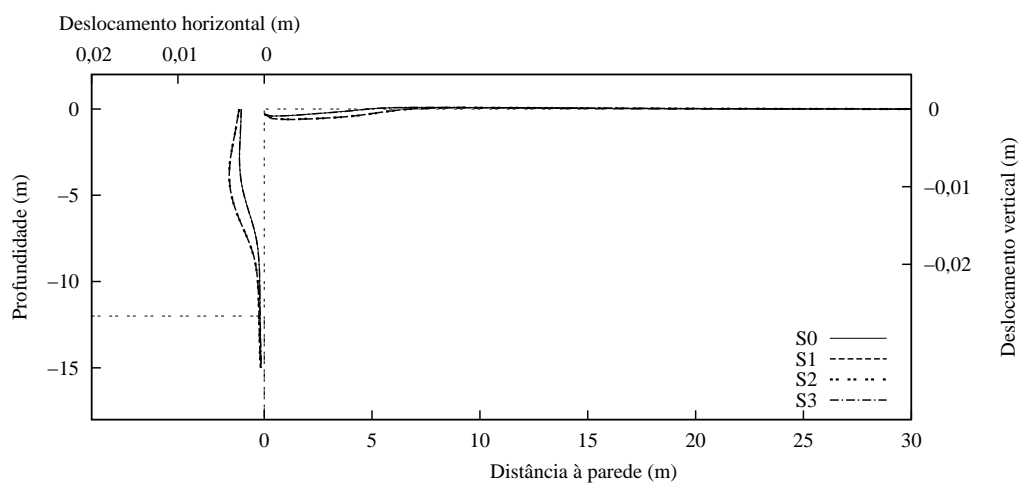


(b) Fase 5.

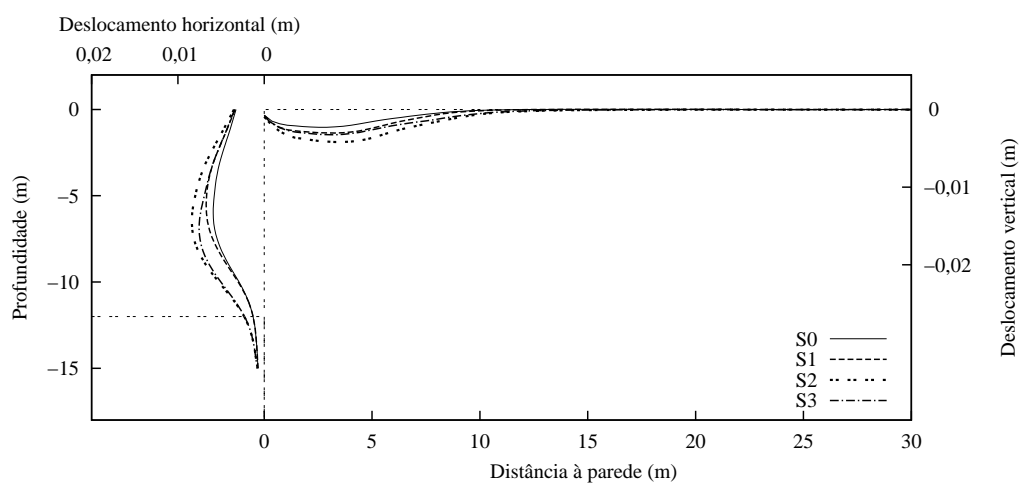


(c) Fase 7.

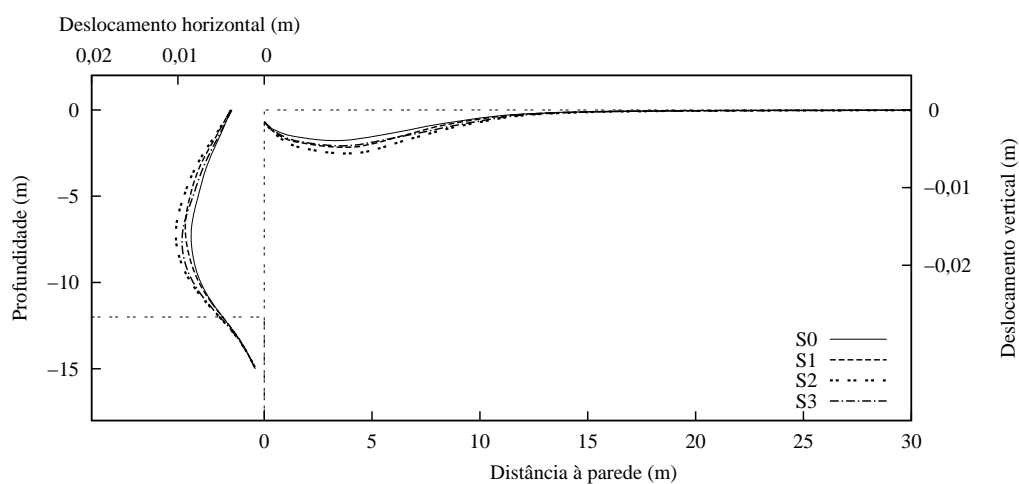
Figura 7.3: Deslocamentos horizontais da parede e deslocamentos verticais do maciço suportado para o solo A2: influência da altura de sobreescavação.



(a) Fase 3.

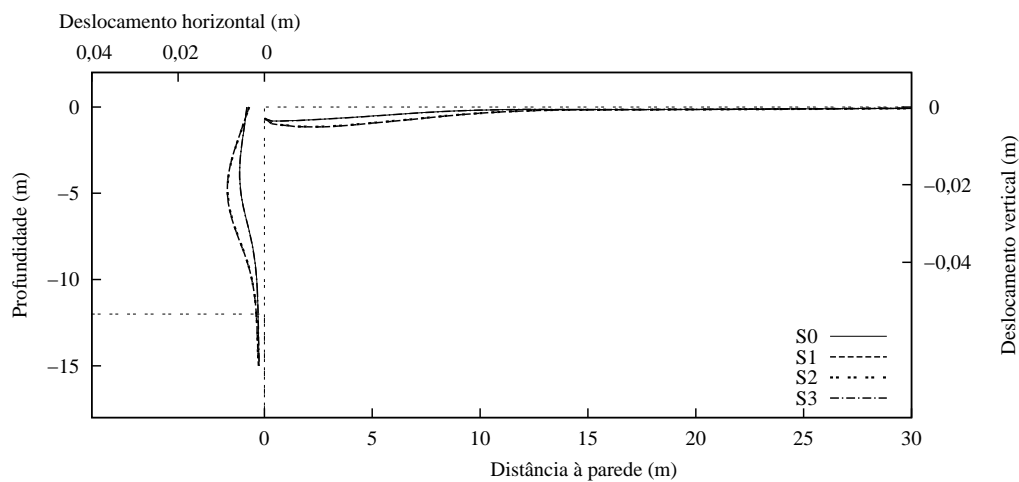


(b) Fase 5.

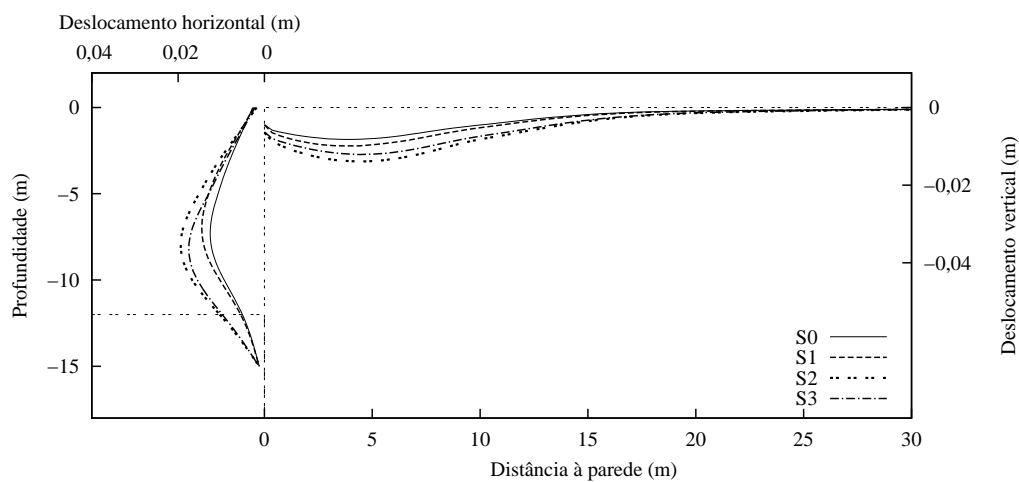


(c) Fase 7.

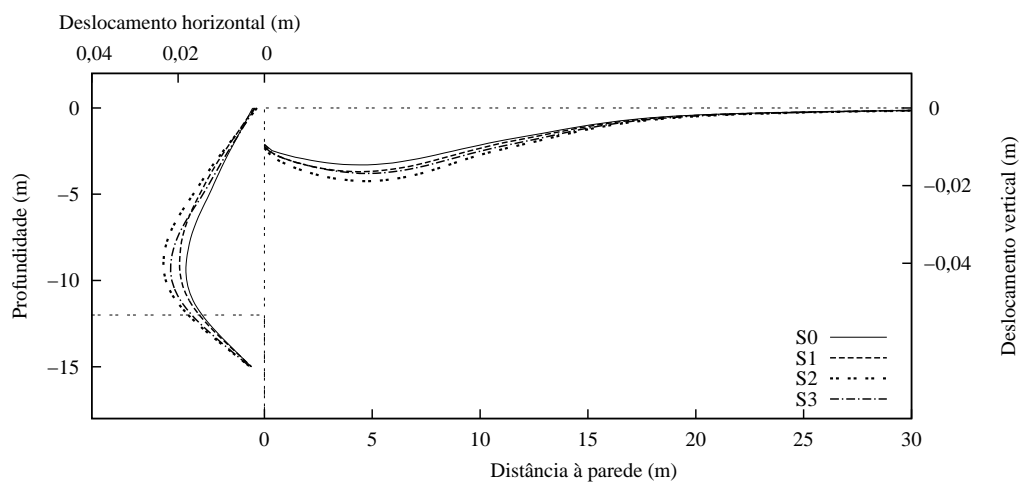
Figura 7.4: Deslocamentos horizontais da parede e deslocamentos verticais do maciço suportado para o solo A1: influência de diferentes combinações de sobreescavação.



(a) Fase 3.

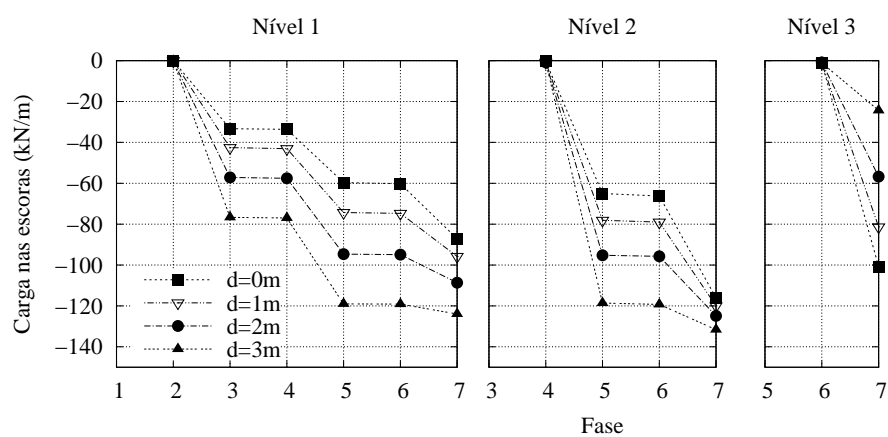


(b) Fase 5.

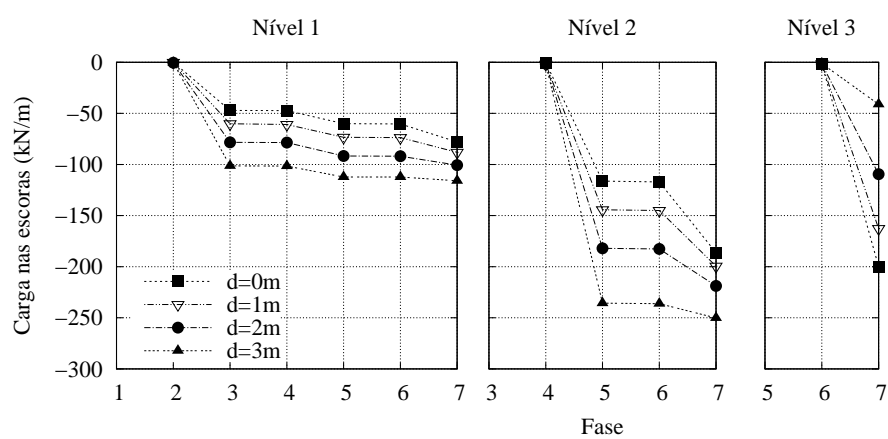


(c) Fase 7.

Figura 7.5: Deslocamentos horizontais da parede e deslocamentos verticais do maciço suportado para o solo A2: influência de diferentes combinações de sobreescavação.

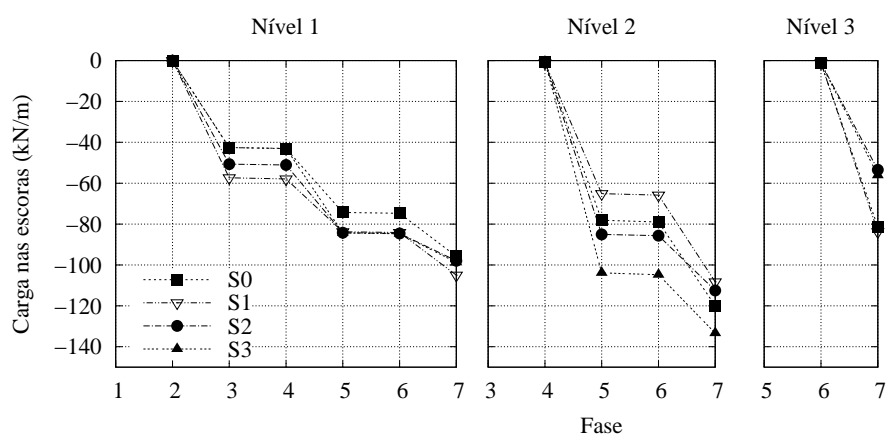


(a) Solo A1.

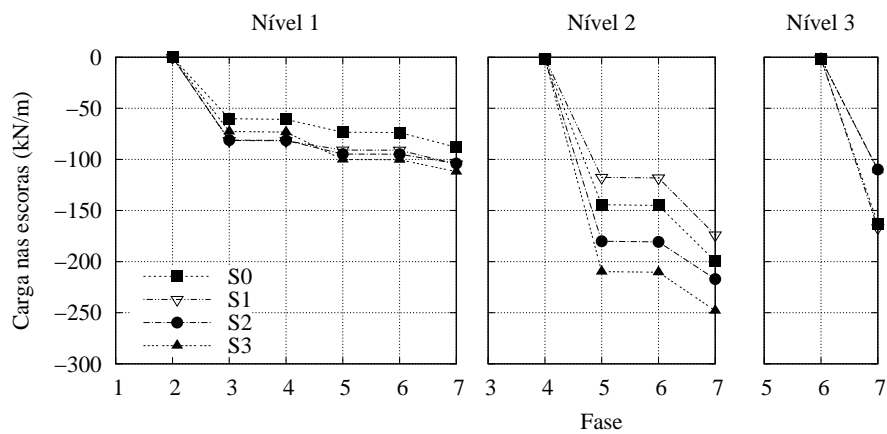


(b) Solo A2.

Figura 7.6: Variação de carga nas escoras: influência da altura de sobreescavação.



(a) Solo A1.



(b) Solo A2.

Figura 7.7: Variação de carga nas ancoragens para a análise da influência de diferentes combinações de sobreescavação.

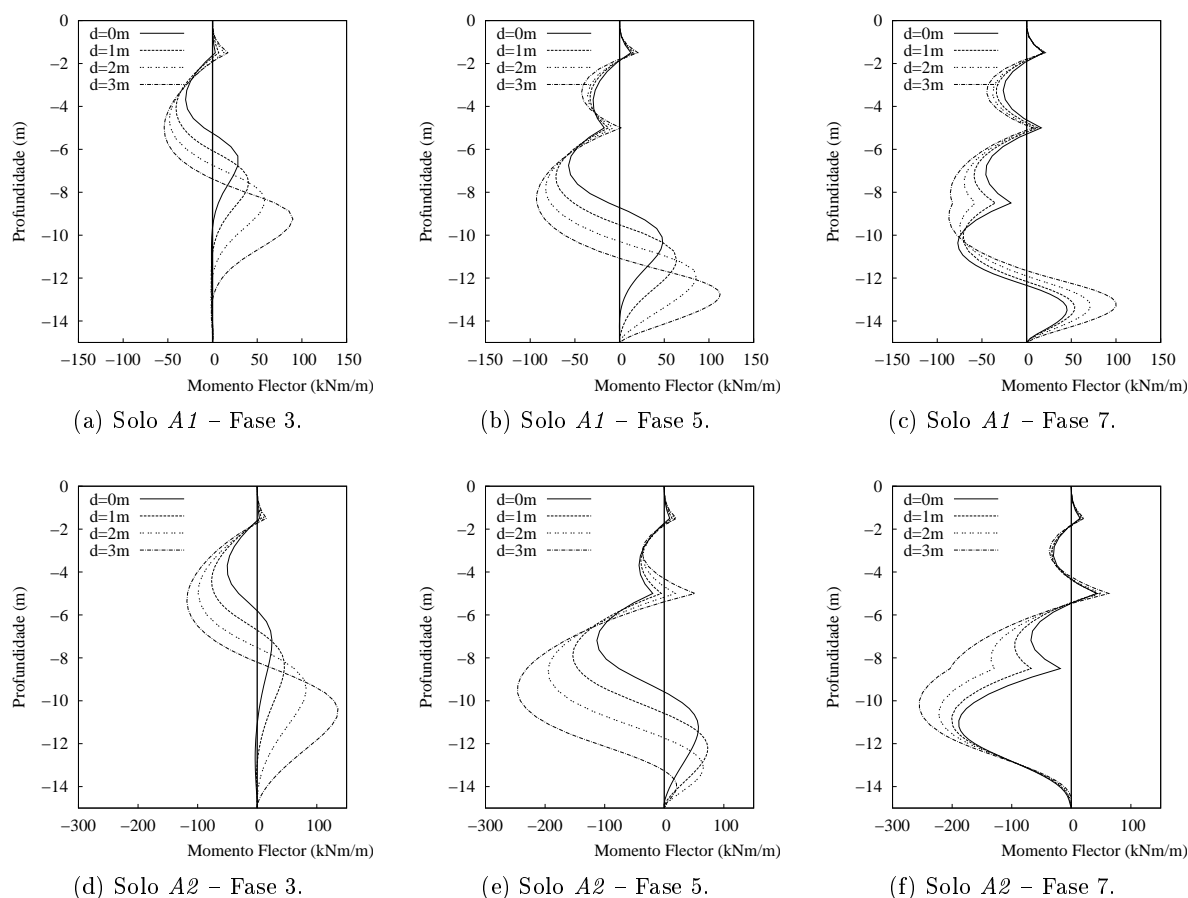


Figura 7.8: Momentos flectores aplicados à cortina ancorada: influência da altura de sobreescavação.

Tal como foi referido em relação à variação de carga nas escoras, também os momentos flectores instalados na cortina são dependentes do tipo de movimento experimentado por esta. Como se pode verificar, na Figura 7.8, o momento flector máximo verifica-se quando existe uma sobreescavação de 3 m .

Na Figura 7.9 destacam-se os traçados iguais dos cálculos S0 com o S3 e S1 com o S2, tal como acontece para os deslocamentos. Nas fases seguintes, verifica-se que na zona inferior da cortina os traçados dos cálculos S0 e S1 são similares, assim como os cálculos S2 e S3. Por outro lado, na zona superior da cortina, devido à acção do segundo nível de escoras, o método S3 destaca-se pelos momentos flectores máximos positivos no solo A2, sendo seguido pelo cálculo S0, S2 e, por fim, o S1 que não chega sequer a apresentar momentos positivos.

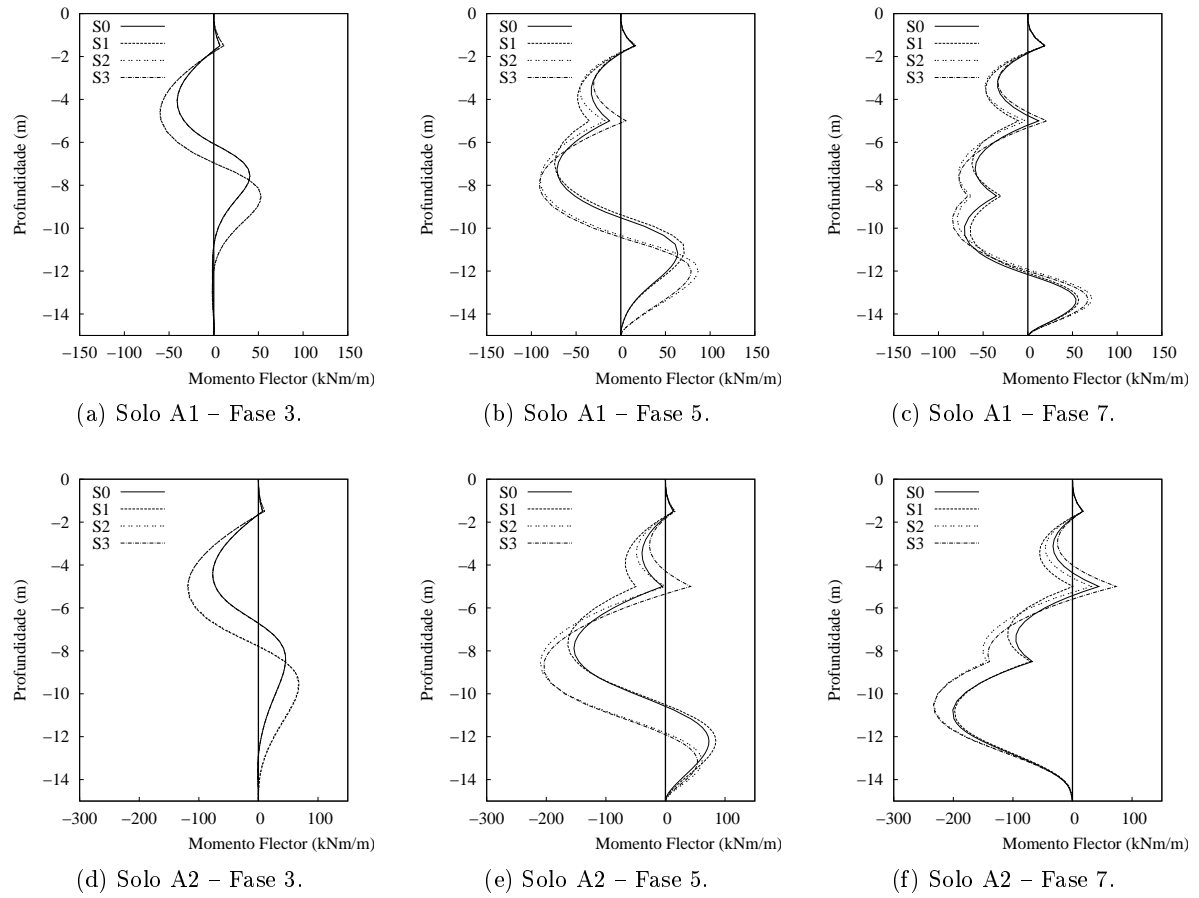


Figura 7.9: Momentos flectores na cortina ancorada: influência de diferentes combinações de sobreescavação.

7.4 Conclusões

Dos resultados obtidos nos cálculos efectuados no presente capítulo pode retirar-se as seguintes conclusões:

- a sobreescavação realizada para a instalação de escoras é um parâmetro que tem grande influência nos deslocamentos da estrutura de contenção e do maciço suportado;
- a sobreescavação no último nível de escoras revela maior influência nos deslocamentos que no nível intermédio;

Capítulo 8

Conclusões e futuros desenvolvimentos

8.1 Conclusões

O objectivo inicial do trabalho era o estudo da influência que desvios ao faseamento construtivo teriam no comportamento das estruturas de contenção flexíveis. O trabalho de pesquisa bibliográfica realizado levou, para além desses desvios ao faseamento, a abordar outros aspectos que, não se inserindo no faseamento construtivo, são variações do procedimento construtivo ou mesmo da solução construtiva. A definição dos assuntos a estudar resultou do trabalho de pesquisa bibliográfica e incluíram o método de escavação, a distribuição das ancoragens na cortina de contenção, o nível de pré-esforço e a sobreescavação em cortinas escoradas.

Os estudos realizados recorreram à utilização de um programa de cálculo bidimensional por elementos finitos para fins geotécnicos e à consideração de situações base cujas características foram, ao longo do trabalho, e em posteriores análises, sendo alteradas por forma a analisar os assuntos que se pretendeu estudar, anteriormente referidos.

Em relação ao método de escavação, foram estudados três métodos principais: um em que o nível do terreno escavado é horizontal correspondendo, portanto, ao método de escavação mais simples; um outro em que a escavação se inicia de forma localizada junto à cortina de contenção permitindo a execução e o pré-esforço das ancoragens antes da escavação completa de cada nível; um terceiro em que se procede a uma escavação geral deixando uma berma de solo junto à parede de contenção para permitir a realização das ancoragens posteriormente à escavação geral. Como seria de esperar este último método apresenta os resultados menos positivos e o segundo os mais positivos. Tal é, sobretudo, observável nas fases intermédias. No entanto, na fase final, as diferenças entre os métodos dissipam-se.

A justificação da opção pelo segundo método descrito em relação ao primeiro é a redução do volume escavado, em cada nível, antes da aplicação de pré-esforço. As análises realizadas a que se fez referência no parágrafo anterior mostraram que as diferenças entre os métodos apenas existe nas fases intermédias em que os volumes escavados são diferentes entre métodos. Procurou assim criar-se variantes ao primeiro e segundo métodos que, por um lado, em fases intermédias tenham igual volume escavado mas, por outro, mantenham tal volume reduzido

antes da aplicação de pré-esforço em cada nível.

Os resultados obtidos permitem concluir que existe benefício na execução destes métodos de escavação nas fases intermédias mas, na fase final, os resultados são praticamente coincidentes. O que caracteriza, nos casos analisados, o comportamento na última fase é o grande peso relativo que esta implica. Este facto é visível, por exemplo, no aumento significativo dos deslocamentos da penúltima para a última fase. Pareceu, assim, relevante realizarem-se estudos em que o peso relativo da última fase fosse reduzido, com o objectivo de obter diferenças mais significativas entre o primeiro e segundo método. Foram realizados cálculos variantes incidindo sobre a distribuição do pré-esforço, altura enterrada, nível de pré-esforço e rigidez da cortina. Os resultados obtidos destas análises variantes mostraram que só quando se combinam todos (ou quase todos) os aspectos analisados, se evidencia alguma influência do processo de escavação nos resultados finais, na última fase.

Os estudos realizados para a análise da influência do nível de pré-esforço mostraram, como seria de esperar, um aumento significativo dos deslocamentos quando se diminui o pré-esforço e uma redução quando se aumenta. Os resultados dos esforços na cortina e das variações de carga nas ancoragens mostram, também, a influência do nível de pré-esforço.

As análises para o estudo da influência da distribuição das ancoragens mostraram um significativo efeito nas fases intermédias com deslocamentos tanto menores quanto mais acima estão as ancoragens e na fase final um menor efeito, sendo os menores deslocamentos obtidos para as distribuições mais repartidas ao longo da altura escavada.

A influência da altura enterrada da cortina não se mostrou relevante para o solo estudado de elevada rigidez e resistência; para o caso do solo de menor rigidez verificou-se que o aumento da altura enterrada tem influência significativa na redução de deslocamentos. Tal redução vai perdendo eficiência com os sucessivos aumentos, existindo um valor para a altura enterrada a partir do qual o seu aumento não provoca melhoria do comportamento da estrutura.

As análises realizadas para estudo da influência da sobreescavação em cortinas escoradas mostrou que a sobreescavação realizada para a instalação de escoras é um parâmetro que tem grande influência nos deslocamentos da estrutura de contenção e do maciço suportado e que a sobreescavação no último nível de escoras revela maior influência nos deslocamentos que nos níveis intermédios.

8.2 Futuros desenvolvimentos

Um dos aspectos que se considera mais interessantes como conclusão do presente trabalho é a aparentemente pequena influência que os métodos de escavação estudados têm no comportamento da cortina de contenção. Em particular os métodos que pretendem reduzir os deslocamentos através da realização de uma escavação localizada junto à parede de contenção para que seja possível executar as ancoragens e pré-esforçá-las antes da escavação geral revelaram, como se viu, pouca eficácia. Parece, assim, justificar-se a realização, sobre este assunto, de estudos complementares que permitam verificar se tais conclusões são válidas para, por

exemplo, condições não drenadas ou para situações em que os modelos de comportamento do solo sejam mais realistas. Note-se, no entanto, que a adopção do modelo utilizado no presente trabalho descreve já o comportamento dos solos com relativo realismo, mas a utilização de outros modelos, nomeadamente aqueles em que é possível descrever a resposta do material nas pequenas deformações talvez permitisse obter outro tipo de conclusões.

Por outro lado, a exploração dos métodos de escavação foi feita, no âmbito do presente trabalho, em condições bidimensionais, usando um estado plano de deformação. Seria, talvez, interessante explorar, em particular, os métodos de escavação que correspondem à referida escavação localizada junto à parede combinada com a escavação em painéis alternados, o que, de uma forma simplificada poderia ser feito em condições bidimensionais mas, preferivelmente, usando um programa de cálculo tridimensional.

Bibliografia

- Bose, S. K. e Som, N. N. (1998). Parametric study of a braced cut by finite element method. *Computers and Geotechnics*, 22:91–107.
- Brinkgreve, R. B. J., Broere, W., e Waterman, D. (2004). *PLAXIS: Finite Element Code for Soil and Rock Analyses (2D - Version 8)*.
- Clough, G. W. e Davidson, R. R. (1977). Effects of construction on geotechnical performance. Em *Proceedings of 9th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, volume Specialty Session n. 3, páginas 15–53, Tokyo. Obra não consultada diretamente; citada por Matos Fernandes (1983).
- Clough, G. W. e Denby, G. M. (1977). Stabilizing berm design for temporary walls in clay. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering Division*, 103(2):75–90.
- Costa, P. (2005). Escavações escoradas em solos argilosos moles - análise do comportamento considerando os efeitos da consolidação. Dissertação de Mestrado, Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Mestre em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica.
- EN 1993-1.1 (2003). Eurocode 3, design of steel structures, part 1-1: General rules and rules for buildings. CEN, European Committee for Standardization, Brussels.
- EN 1997-1 (2004). Eurocode 7, geotechnical design, part 1: General rules. CEN, European Committee for Standardization, Brussels.
- FHWA (1999). *Geotechnical Engineering Circular N.4: Ground Anchors and Anchored Systems*. Federal highway administration.
- FHWA (2000). *An introduction to the Deep Soil Mixing methods as used in geotechnical applications*. Federal highway administration.
- Fortunato, E. (1994). Escavações escoradas em maciços argilosos moles. uma contribuição para o seu dimensionamento. Dissertação de Mestrado, Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para a obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil.
- Georgiadis, M. e Anagnostopoulos, C. (1998). Effect of berms on sheet-pile wall behaviour. *Géotechnique*, 48:569–574.

- Gourvenec, S. M. e Powrie, W. (2000). Three-dimensional finite element analyses of embedded retaining walls supported by discontinuous earth berms. *Canadian Geotechnical Journal*, 37:1062–1077.
- Hsieh, H., Wang, C., e Ou, C. (2003). Use of jet grouting to limit diaphragm wall displacement of a deep excavation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129:146–157.
- Hsiung, B. B., Nash, D. F. T., Cheng, K. H., Huang, C., e Hwang, R. N. H. (2001). The effectiveness of jet-grout slabs and cross-walls in restricting wall movements in deep excavations. Em *14th Southeast Asian Geotechnical Conference, Hong Kong, China*, volume 90, páginas 339–342.
- Kongsomboon, T., Tan, T., Yong, K., e Maireing, W. (2004). Centrifuge modeling of an excavation stabilized with embedded improved soil berm. Em *Proceedings of the 15th Southeast Asian Geotechnical Conference, Bangkok, Thailand*.
- Lim, G. T. (2003). *Stabilisation of an excavation by an embedded improved soil layer*. Tese de Doutoramento, National University of Singapore, Singapore.
- Matos Fernandes, A. M., Pereira, C. D., e Guerra, N. M. C. (2008). Search for null displacement of walls supporting deep excavations in soft clay - a numerical experiment on a real case. Em *Proceedings of the international geotechnical conference - development of urban areas and geotechnical engineering*, volume 2, páginas 587–592. Saint Petersburg.
- Matos Fernandes, M. A. (1983). *Estruturas flexíveis para suporte de terras. Novos métodos de dimensionamento*. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Morsi, Y. G. Y. (2003). Berms for stabilizing earth retaining structures. Dissertação de Mestrado, The Faculty of Engineering, Cairo University, Egypt.
- O'Rourke, T. D. e O'Donnell, C. J. (1997). Field behavior of excavation stabilized by deep soil mixing. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123:516–524.
- Potts, D. M., Addenbrooke, T. I., e Day, R. A. (1993). The use of soil berms for temporary support of retaining walls. Em *Retaining Structures, Institution of Civil Engineers*, páginas 440–447. Thomas Telford.
- Powrie, W. e Chandler, R. J. (1998). The influence of a stabilizing platform on the performance of a embedded retaining wall: a finite element study. *Géotechnique*, 48:403–409.
- Powrie, W. e Daly, M. P. (2002). Centrifuge model test on embedded retaining walls supported by earth berms. *Géotechnique*, 52:89–106.
- Powrie, W. e Daly, m. P. (2007). Centrifuge modeling of embedded retaining walls with stabilizing bases. *Géotechnique*, 57:485–497.

- Powrie, W., Davies, J. N., e Britto, A. M. (1992). A cantilever retaining wall supported by a berm during temporary works activities. Em *ICE Conference on Retaining Structures*, Robinson College, Cambridge, páginas 418–428.
- Rutherford, C. J. (2004). *Design Manual for Excavation Support Using Deep Soil Mixing*. Tese de Doutorado, Texas A&M University, College Station, Texas.
- Santos Josefino, C. (2008). Métodos bidimensionais de modelação de ancoragens em estruturas de contenção flexíveis. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico.
- Schanz, T., V. P. e. B. P. (1999). *Beyond 2000 in Computational Geotechnics- 10 years of PLAXIS*, capítulo *The hardening soil model: Formulation and verification*. Balkema, Netherlands.
- Skanska (2008). *Jet Grouting*. Cementation Skanska, Hertfordshire, United Kingdom.
- Tan, T., Yong, K., Goh, T., e Kongsomboon, T. (2003). Behavior of an embedded improved soil layer in a excavation. Relatório, Singapore Underground.
- Terzaghi, K. e Peck, R. B. (1967). *Soil mechanics in engineering practice*. John Wiley and Sons, New York, 2a edição.
- Wong, I. H. e Poh, T. Y. (2000). Effects of jet grouting on adjacent ground and structures. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126:247–256.
- Yaodong, Z. (2004). *An embedded improved soil berm in an excavation. Mechanisms and capacity*. Tese de Doutorado, National University of Singapore, Singapura.